

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño sismorresistente de un edificio multifamiliar de 5 pisos en
estructura de acero**

Pedro José Zambrano Luna

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito

para la obtención del título de

INGENIERO CIVIL

Quito, 12 de mayo de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Diseño sismorresistente de un edificio multifamiliar de 5 pisos en
estructura de acero**

Pedro José Zambrano Luna

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD.

Quito, 12 de mayo de 2021

© 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 la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Pedro José Zambrano Luna

Código: 00134360

Cédula de identidad: 1725996712

Lugar y fecha: Quito, 12 de mayo de 2021

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UNPUBLISHED DOCUMENT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

A lo largo de los años, las diferentes técnicas constructivas, han ido avanzando y desarrollando mejores cosas, cada día hay nuevos descubrimientos y estudios en todo el mundo. El acero como tal, es un material bastante interesante de estudiar, tiene amplias características constructivas, una de ellas el funcionamiento adecuado bajo cargas sísmicas, este es un tema que en el país tomó fuerza luego del evento telúrico sucedido en abril de 2016.

El presente trabajo consta de un diseño estructural sismorresistente en acero de un edificio multifamiliar de 5 pisos, utilizando pórticos especiales resistentes a momento. El estudio fue realizado siguiendo parámetros y normas nacionales e internacionales.

Palabras claves: Acero, Estructura Sismorresistente, Cargas sísmicas, Pórticos especiales, vivienda.

ABSTRACT

Over the years, the different constructive methods advance in techniques and developing better things, every day there are new discoveries and studies around the world. Steel as such is a very interesting material to study, it has extensive constructive characteristics, one of them is a proper operation under seismic loads, this is an issue that in the country gained strength after the telluric event that occurred in April.

The present work consists of an earthquake-resistant steel structural design of a 4-story multifamily building, using special moment-resistant frames. The study was carried out following national and international standards and parameters.

Keywords: Steel, Earthquake resistant structure, Seismic loads, Special frames, House.

TABLA DE CONTENIDO

Tabla de contenido

Introducción.....	11
1.1 Antecedentes.....	11
1.2 Justificación	12
1.3 Descripción de proyecto.	13
Desarrollo del Tema.....	14
2.1 Descripción de la estructura.	14
2.2 Materiales utilizados.....	14
2.3.1 Carga permanente	15
2.3.2 Carga viva.....	15
2.3.3 Carga sísmica.....	16
2.3.4 Combinaciones de carga.....	19
2.4 Diseño de elementos	20
2.4.1 Diseño de marcos resistentes a momento y a gravedad.....	20
2.4.3 Diseño de conexiones	35
2.4.4 Diseño de placa de anclaje.....	41
2.5 Modelamiento en ETABS y análisis de resultados	49
2.5.1 Análisis de Derivas de piso.	49
2.5.2 Análisis de irregularidad torsional.....	50
2.5.3 Análisis de numero de modos.....	51
2.5.4 Análisis de piso flexible	54
Conclusiones	56
Referencias bibliográficas.....	58
Anexos	60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Lista de materiales utilizados en el diseño	15
Tabla 2. Carga permanente sobre la estructura.....	15
Tabla 3. Carga viva sobre la estructura.	16
Tabla 4. Clasificación de perfiles de suelo.	17
Tabla 5. Propiedades de columna para marco resistente a momento	25
Tabla 6. Relación ancho/espesor de la columna.....	26
Tabla 7. Relación ancho/espesor del alma de la columna.	26
Tabla 8. Comprobación de flexión/compresión de la columna	26
Tabla 9. Resistencia al corte.	26
Tabla 10. Propiedades de viga para marco resistente a momento	27
Tabla 11. Comprobaciones de viga según AISC 358-16.....	27
Tabla 12. Relación ancho/espesor del patín de la viga.....	28
Tabla 13. Relación ancho/espesor del alma de la viga.	28
Tabla 14. Chequeo demanda/capacidad de momentos de la viga.	28
Tabla 15. Chequeo demanda/capacidad de cortante de la viga.	28
Tabla 16. Chequeo Columna fuerte/viga débil.....	29
Tabla 17. Propiedades de columna para marcos a gravedad	30
Tabla 18. Relación máxima de esbeltez para columna de marco a gravedad	30
Tabla 19. Estabilidad o pandeo local para columna de marco a gravedad	31
Tabla 20. Resistencia a diseño de marco a gravedad	31
Tabla 21. Propiedades de viga para marcos a gravedad	34
Tabla 22. Resistencia de diseño a compresión de la viga para marco a gravedad	34
Tabla 23. Análisis de sección de la viga de marco a gravedad	35
Tabla 24. Momento nominal de la viga de marco a gravedad.....	35
Tabla 25. Valor “a” de la conexión RBS.....	39
Tabla 26. Valor “b” de la conexión RBS.	39
Tabla 27. Valor “c” de la conexión RBS.....	39
Tabla 28. Valor “r” de la conexión RBS.	39
Tabla 29. Módulo de sección plástica.	39
Tabla 30. Momento máximo probable al centro de la conexión RBS.....	40
Tabla 31. Fuerza de cortante al centro de RBS	40
Tabla 32. Momento máximo probable en la cara de la columna.....	40
Tabla 33. Momento plástico de la viga.....	40
Tabla 34. Chequeo de resistencia	40
Tabla 35. Resistencia a corte requerida.	40
Tabla 36. Resistencia a corte de la conexión simple	41
Tabla 37. Resistencia a tensión de la conexión simple.....	41
Tabla 38. Esfuerzo nominal a tensión de la conexión simple	41
Tabla 39. Resistencia de diseño en tensión de la conexión simple	41
Tabla 40. Bloque de cortante de la conexión simple.....	41
Tabla 41. Resistencia axial requerida de la placa de anclaje.	45
Tabla 42. Resistencia a corte requerida de la placa de anclaje.....	45
Tabla 43. Resistencia a flexión requerida de la placa de anclaje	45
Tabla 44. Dimensiones iniciales de la placa de anclaje.....	45
Tabla 45. Espesor de la placa base y varillas de anclaje de la placa de anclaje	45
Tabla 46. Resistencia a compresión sobre el área de la placa de anclaje	45
Tabla 47. Comprobación de la resistencia a compresión de la placa de anclaje	46

Tabla 48. Resistencia a cortante de la placa de anclaje	46
Tabla 49. Resistencia a aplastamiento de la placa de anclaje.....	46
Tabla 50. resistencia a cortante en varillas de la placa de anclaje.....	46
Tabla 51. análisis de irregularidad torsional de nuestro edificio	51
Tabla 52. Radios de participación modal de la masa del edificio	53
Tabla 53. Análisis de piso flexible en la dirección "x"	54
Tabla 54. Análisis de piso flexible en la dirección "y"	54

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Foco epicéntrico de un terremoto.	11
Ilustración 2. Distribución de los terremotos superficiales, intermedios y de foco profundo	12
Ilustración 3. Ubicación del terreno donde se planea la construcción del edificio.	14
Ilustración 4. Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.	16
Ilustración 5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	18
Ilustración 6. Espectro de aceleración de nuestro edificio.	19
Ilustración 7. Panel de zona viga/columna.	23
Ilustración 8. Marco dúctil resistente a momento.	25
Ilustración 9. Corte de sección con vista en planta de la conexión viga/columna.	36
Ilustración 10. Detalle de la conexión RBS en la viga.	36
Ilustración 11. Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la conexión RBS y la cara de la columna.	38
Ilustración 12. Conexión simple entre viga y columna.	41
Ilustración 13. Componentes de la conexión de la placa de anclaje.	42
Ilustración 14. Placa de anclaje para grandes momentos.	43
Ilustración 15. Configuración de pernos sobre la placa de anclaje	46
Ilustración 16. Cono de quebrantamiento del hormigón para una barra.	48
Ilustración 17. Cono de quebrantamiento del hormigón para el conjunto de barras.	48
Ilustración 18. Modelamiento del edificio en ETABS con vista extruida en DirectX ...	49
Ilustración 19. Deriva elástica del edificio para la carga SISMO X.	50
Ilustración 20. Deriva elástica del edificio para la carga SISMO Y.	50
Ilustración 21. Comprobación de derivas inelásticas máximas en la estructura	50
Ilustración 22. análisis en planta.	51
Ilustración 23. Modo de vibración de la estructura 1	52
Ilustración 24. Modo de vibración de la estructura 2	52
Ilustración 25. Modo de vibración de la estructura 3	53
Ilustración 26. Análisis de elementos en columnas	55
Ilustración 27. Análisis de elementos en vigas y placa colaborante.	55
Ilustración 28. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 1	60
Ilustración 29. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 2	60
Ilustración 30. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 3	61
Ilustración 31. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 4	61
Ilustración 32. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 5	62
Ilustración 33. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 6	62
Ilustración 34. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 7	63
Ilustración 35. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 8	63
Ilustración 36. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 9	64

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

Un evento sísmico, es la vibración de la tierra producida por una liberación de energía espontánea. En comparación, los más pequeños se asemejan a la energía liberada por un relámpago, mientras que los eventos más fuertes, pueden ser comparados con la liberación de energía producida por una explosión atómica, e incluso, superar esta energía. La razón principal que produce un terremoto es por el deslizamiento de la corteza terrestre a lo largo de una falla, la energía que se libera es irradiada en todas las direcciones a partir del foco o epicentro en forma de ondas.

(Tarbuck & Lugens, 2005).



Ilustración 1. Foco epicéntrico de un terremoto.

Fuente: Ciencias de la tierra: una introducción a la geología física. Tarbuck, E. & Lutgens, F. 2005

Estos movimientos telúricos se asocian con grandes estructuras de la corteza terrestre que se denominan fallas. Principalmente, los terremotos se producen en las fallas ya existentes en la tierra que se han venido formando a lo largo de los años. Esto se puede explicar con la teoría de la tectónica de placas. Grandes porciones de la corteza de la tierra están en constante movimiento, estas placas interactúan entre sí, afectando las rocas de los bordes, en estas localizaciones se producen la mayoría de los eventos telúricos. (Tarbuck & Lugens, 2005)

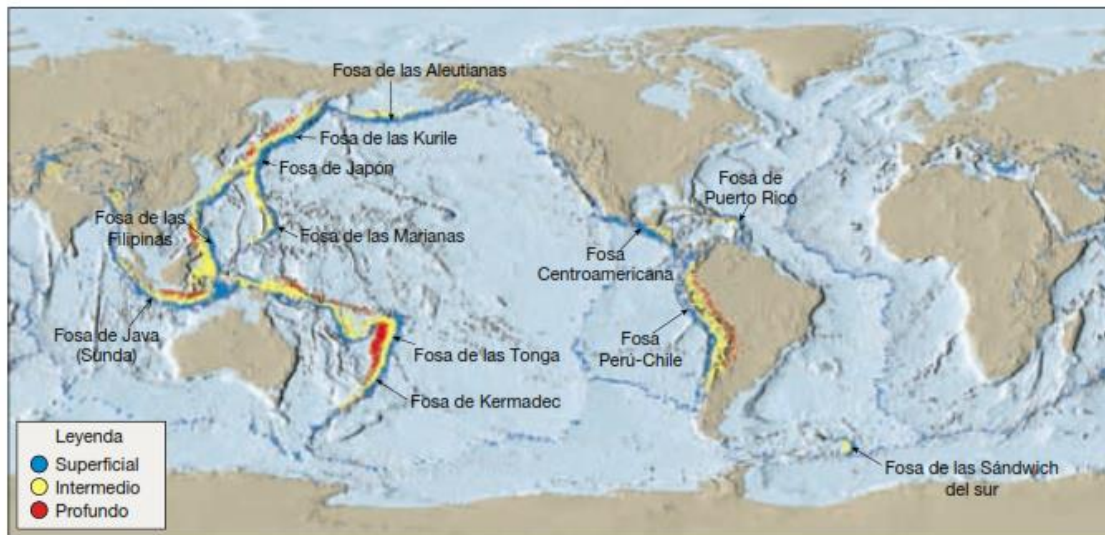


Ilustración 2. Distribución de los terremotos superficiales, intermedios y de foco profundo

Fuente: Ciencias de la tierra: una introducción a la geología física. Tarbuck, E. & Lutgens, F. 2005

1.2 Justificación

En abril de 2016, un terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter se produjo en las costas de Manabí. El evento dejó como resultado, ciudades gravemente afectadas a lo largo y ancho de todo el país, en donde gran parte de las estructuras civiles colapsaron, lo que está asociado directamente, al muy lamentable elevado número de pérdidas humanas que ocurrió.

Ecuador está situado en las costas del Pacífico, en el Cinturón de Fuego, cerca de la Fosa Perú-Chile y bordeando una falla tectónica, esto conlleva a que seamos un país con alto peligro sísmico. Por lo tanto, todos los diseños estructurales de viviendas deben estar realizados bajo estrictos parámetros de control, principalmente para evitar más pérdidas humanas durante eventos catastróficos naturales.

En Ecuador, el ente rector en la construcción es el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, a través de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Que tiene como objetivo regular los procesos para cumplir con exigencias básicas de seguridad y calidad en todas las edificaciones. La NEC, especifica parámetros, objetivos y procedimientos en base a ciertos criterios. Los requisitos presentados por la NEC son de

carácter obligatorio y de cumplimiento a nivel nacional. Uno de los capítulos es la NEC-SE-RE, que contiene requerimientos técnicos que deben ser aplicados para el diseño sísmico resistente de las edificaciones, con especificaciones básicas y mínimas para el dimensionamiento de las estructuras que se encuentran sujetas a eventos telúricos en algún momento de su vida útil.

1.3 Descripción de proyecto.

El presente proyecto es, el diseño estructural sismorresistente de un edificio multifamiliar de 5 pisos. El estudio está realizado utilizando normas nacionales e internacionales para el correcto cumplimiento de los requerimientos básicos.

El trabajo consta de un análisis completo de los elementos estructurales que componen el diseño; columnas sección “HSS” y vigas “W”, se han colocado marcos resistentes a momento, en sectores estratégicos para resistir las cargas sísmicas. Adicionalmente, se ha desarrollado el análisis de pórticos de gravedad que son los que componen el resto de la estructura. Cada pórtico tiene su conexión específica, en el caso de los pórticos resistentes a momento, se analizó la conexión de sección de viga reducida. Todo el análisis está acompañado de un modelamiento del edificio en ETABS para la comprobación de resultados.

DESARROLLO DEL TEMA

2.1 Descripción de la estructura.

La estructura de análisis es un edificio multifamiliar de 5 pisos. Una edificación que se busca de forma tentativa, ser construido en la ciudad de Quito, el terreno se encuentra en la Avenida Cieza de León y Teniente Teodoro Carrión.

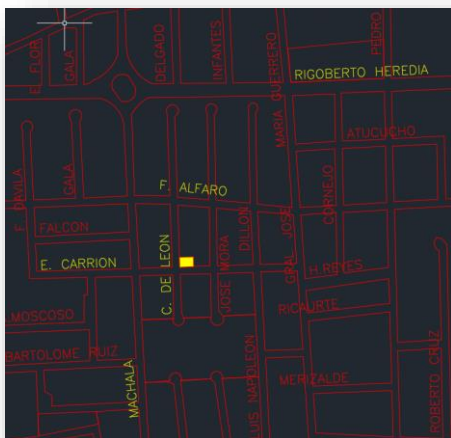


Ilustración 3. Ubicación del terreno donde se planea la construcción del edificio.

Fuente: Propia.

2.2 Materiales utilizados

En el presente proyecto se utilizó el acero estructural como material principal, con las siguientes características:

- Perfiles laminados ASTM A36/A36M.

Elemento	Material	Sección	f'c (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)
Columna	Acero Estructural	HSS	-	2530
Viga	Acero Estructural	W	-	2530
Losa colaborante	Acero Estructural	-	-	2530
Anclaje	Acero Estructural	-	-	2530

	Hormigón		280	-
--	----------	--	-----	---

Tabla 1. Lista de materiales utilizados en el diseño

2.3 Cargas

2.3.1 Carga permanente

También conocida como carga muerta, es la carga constituida por los pesos de todos los elementos estructurales del edificio y actúan siempre, se considera como todos los artefactos integrados permanentemente a la estructura. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

El peso propio de los elementos estructurales como columnas, vigas y deck metálico, es calculado automáticamente por el programa ETABS en función del total de material utilizado para modelar nuestro edificio.

A continuación, se detalla el peso por sobrecarga de los demás elementos actuantes en la carga permanente.

Componente	Carga (kg/m ²)
Contrapiso de hormigón simple 2cm espesor	45
Mampostería	200

Tabla 2. Carga permanente sobre la estructura

2.3.2 Carga viva

También conocida como sobrecarga de uso, depende de la ocupación y uso que se da a la estructura a construir. Esta carga está conformada por los pesos cuya permanencia es transitoria o móvil. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Para el estudio actual se han usado las siguientes cargas:

Componente	Carga (kg/m ²)
Viviendas	200

Tabla 3. Carga viva sobre la estructura.

La norma nos dice que; en la región Sierra, en donde la cota pasa los 1000 metros sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir una posible precipitación de ceniza o granizo. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

2.3.3 Carga sísmica

De acuerdo con la NEC, para estructuras de uso normal, se usa un valor conocido como “Z”, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y expresada como una porción de la aceleración gravitacional.

El mapa de distribución de zonas sísmicas, viene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años. El valor Z se selecciona en base al lugar donde se va a construir el edificio. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

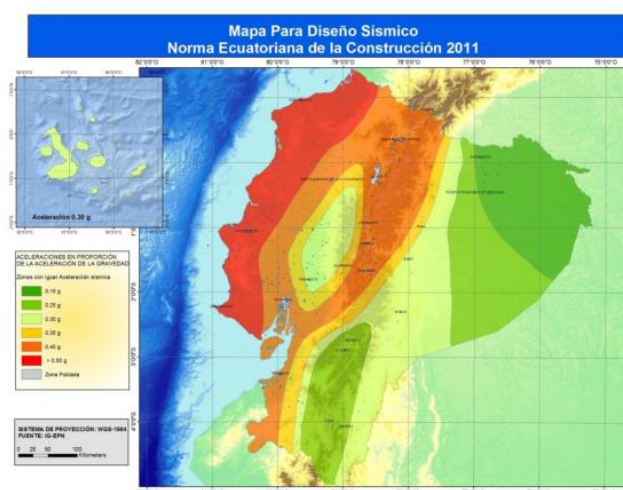


Ilustración 4. Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

La NEC también considera factores en función de la geología local. En base al desempeño dinámico, se establecen 6 tipos de perfiles. Los parámetros utilizados en la clasificación corresponden a los 30 metros superiores del perfil. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Tipo de perfil	Descripción
A	Perfil de roca competente
B	Perfil de roca de rigidez media
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.

Tabla 4. Clasificación de perfiles de suelo.

Fuente: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

En base a los resultados obtenidos en el análisis geotécnico, tenemos los coeficientes de perfil de suelo:

- Fa: coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- Fd: desplazamientos para diseño en roca.
- Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

Con los datos obtenidos anteriormente, la norma nos lleva a la obtención de los componentes horizontales de la carga sísmica o más conocidos como espectros elásticos de diseño:

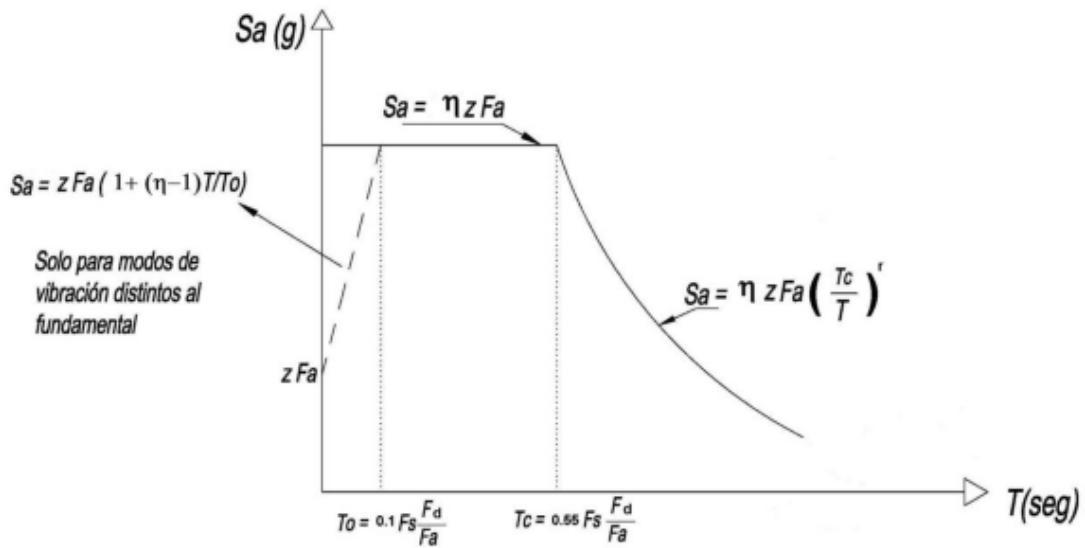


Ilustración 5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

Fuente: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento con un 5% respecto al crítico y se obtiene mediante dos ecuaciones:

- $S_a = \eta ZFa$ para $0 \leq T \leq T_c$
- $S_a = \eta ZFa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$ para $T > T_c$

Con todos los valores obtenidos y ecuaciones aplicadas, tenemos los siguientes resultados plasmados en la curva de espectro elástico.

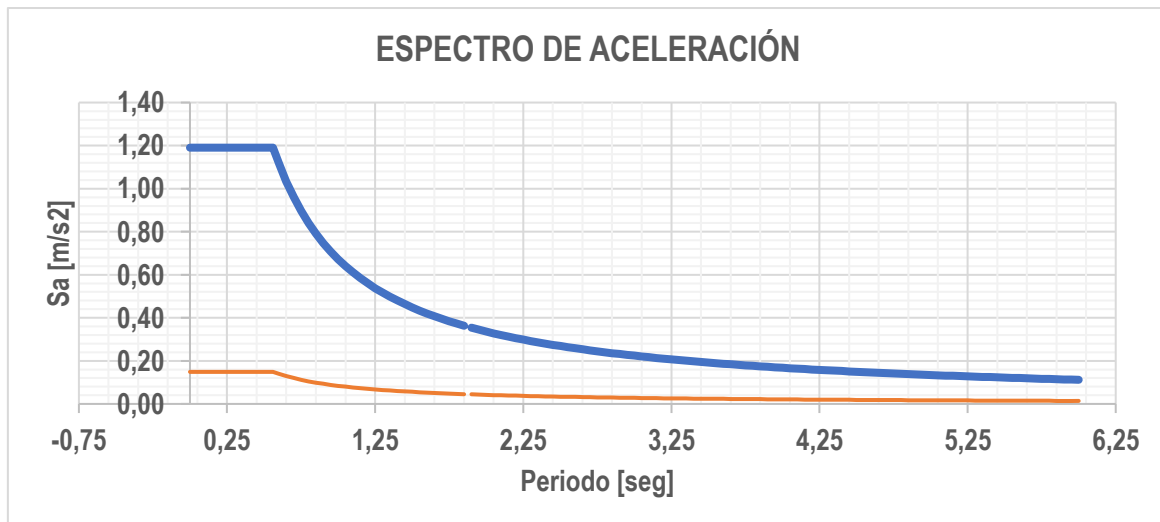


Ilustración 6. Espectro de aceleración de nuestro edificio.

La norma nos permite aplicar un factor R , que reduce las fuerzas sísmicas de diseño y es aceptado siempre, que los estudios de la estructura, incluyendo sus conexiones, se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible, en este caso, se ha diseñado con métodos sísmo resistentes que prevén una falla; y, por lo tanto, se puede aplicar dicho factor. En la gráfica vemos la curva de color anaranjado, es la curva con el factor R aplicado. La NEC nos dice que; dicho factor tendrá un valor de 8, referente a pórtico especial sísmo resistente de acero laminado en caliente y con elementos armados en placas. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

2.3.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que la norma nos exige analizar son las siguientes:

- $1.4 D$
- $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
- $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } D)$
- $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- $0.9 D + 1.0 W$
- $0.9 D + 1.0 E$

De manera general, toda estructura debe diseñarse para resistir ciertas combinaciones de carga, estas incluyen: cargas permanentes, cargas variables y cargas accidentales. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Todas las combinaciones de carga mencionadas se ingresan al programa ETABS y se analiza una por una, el programa nos arroja los resultados y trabajamos el análisis con la combinación de carga que genere más perjuicio a la estructura.

2.4 Diseño de elementos

Para todo el proyecto se ha escogido trabajar con marcos especiales resistentes a momento, colocados de forma estratégica en la estructura. Estos se componen típicamente de vigas de ala ancha, columna y una conexión viga-columna resistente. Estas conexiones precalificadas están diseñadas para resistir fuerzas internas como: axial, cortante y a flexión. La norma internacional que condiciona este diseño es la AISC 360-16, misma que se usará para el presente análisis.

En los códigos de construcción con acero de Estados Unidos, no hay mucha información acerca de conexiones entre vigas de perfil “W” y columnas “HSS”. No obstante, en países asiáticos si hay bastantes estudios acerca de la implementación entre estas dos estructuras. Una de las razones es que posee dos ejes fuertes y esto contribuye con la rigidez lateral del pórtico en ambos sentidos. Adicionalmente, si se considera que estos elementos tienen una conexión de sección de viga reducida o RBS, se conoce que los elementos de refuerzo horizontales y los orificios de refuerzo, fueron efectivos para contrarrestar la concentración de tensión en la punta del elemento. (Chen, Qin & Wang, 2015).

2.4.1 Diseño de marcos resistentes a momento y a gravedad

Los marcos resistentes a momento son principalmente ensamblajes rectilíneos de vigas y columnas, dichas vigas estarán conectadas rígidamente a la columna. La

resistencia de las fuerzas laterales es dada a través de los momentos a flexión y fuerzas de corte en los miembros del marco. En base a la conexión rígida que posee, el marco no se podrá desplazar lateralmente sin doblar las vigas y columnas. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011)

Los marcos resistentes a momento se han hecho bastante populares en regiones de alto riesgo sísmico, en especial, porque los marcos son vistos como sistemas altamente dúctiles. Por otra parte, también son vistos positivamente desde el punto de vista arquitectónico, pues no hay elementos de refuerzo presentes para bloquear aberturas de pared y esto proporciona un aprovechamiento vasto del espacio. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011)

Para garantizar el funcionamiento adecuado de los marcos resistentes a momento, las propiedades plásticas del elemento deben tener consideraciones especiales. De igual manera, para la implementación de estos pórticos, se requiere la implementación de rótulas plásticas a una distancia calculada desde la cara de la columna. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011)

Refuerzo lateral y pandeo local.

Los miembros del pórtico resistente a momento deben tener la capacidad de alcanzar y mantener el momento plástico a través de la disipación de energía inducida por terremotos. Por lo tanto, se debe buscar retrasar lo más posible el pandeo lateral y torsional para evitar fallas tempranas por inestabilidad de uno de los miembros. Por este motivo, solo deben emplearse secciones sísmicamente compactas, que cumplan los criterios de análisis en base a la geometría de la sección y la carga esperada de la estructura. En principio, el pandeo se va a desarrollar de manera inevitable, sin embargo, el cumplimiento de los requisitos que dicta la AISC 360-16, ayudará a mitigar el proceso

de manera progresiva ayudando a la disipación de energía. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Fuerza Axial en Columnas

El pandeo de la columna no es un fenómeno dúctil por lo que debe evitarse al máximo. Las columnas deben diseñarse para permanecer estables bajo la aplicación de fuerzas sísmicas ya que son difíciles de predecir con exactitud, no obstante, el código nos da lineamientos para acercarnos a una predicción aceptable. Sin embargo, durante un terremoto, las rótulas no se forman en todas las conexiones de manera simultánea, por el contrario, se van desarrollando en ciertos pisos y ciertas conexiones a medida que las ondas viajan a lo largo de la estructura. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Viga débil, Columna fuerte.

Marcos en donde se toman medidas para promover rótulas plásticas en las vigas y no en las columnas, se denomina un diseño de *columna fuerte/viga débil*. Los marcos estructurales tienen la capacidad de disipar altas cantidades de energía cuando las rótulas plásticas se desarrollan en las vigas y no en las columnas. Esta técnica mejora la resistencia sísmica evitando que se desarrolle un mecanismo de piso suave. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

La mayoría de los códigos se han adaptado a este principio, haciendo un equilibrio en las juntas, en donde la sumatoria de capacidades de momento de las columnas tiene que ser mayor a las capacidades de momento de las vigas.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{cr} F_{yc} = \sum Z_c \left(F_y - \frac{P_{uc}}{Ag} \right) \geq \sum Z_b F_{yb}$$

$$\sum M_{pc} \geq \sum M_{pb}$$

Donde, $\sum M_{pc}$ es la suma de las proyecciones de la columna dirigidas hacia el centro de la viga. Y, $\sum M_{pb}$ es la suma de los valores probables de la viga, valores que se

esperan se desarrollen hasta la línea central de la columna. La ecuación mostrada, limitará el rendimiento de la columna a niveles no perjudiciales y suficientemente fuertes para extender las rótulas plásticas hacia las vigas. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Zona de panel

Los marcos resistentes a momento tienen una zona de panel viga-columna. Esta es la parte de la columna contenida dentro de la región en donde se interseca la viga con la columna. La respuesta satisfactoria de un marco resistente a momento frente a la fuerza sísmica depende del desempeño en las uniones de la viga y la columna. Para evitar fallas indeseables en las juntas, se debe enfocar en el diseño de zonas de paneles dúctiles. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Generalmente, la zona de panel está sujeta a fuerzas axiales, cortantes y momentos de las columnas y vigas que actúan de manera simultánea.

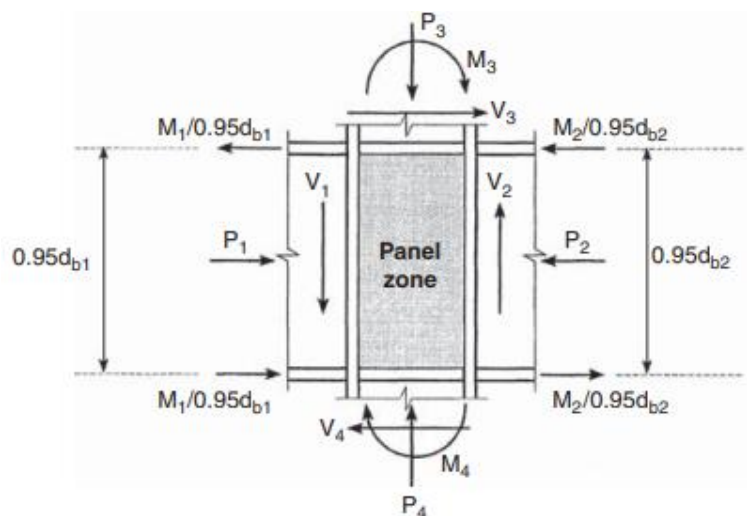


Ilustración 7. Panel de zona viga/columna.

Fuente: *Ductile Design of Steel Structure*. (2001).

Resolviendo el equilibrio de cuerpo libre mostrado en la figura, tenemos la siguiente ecuación como la fuerza cortante horizontal actuante.

$$V_w = \frac{M_1}{0.95 d_{b1}} + \frac{M_2}{0.95 d_{b2}} - V_c$$

En donde d_{b1} y d_{b2} son los peraltes de las vigas 1 y 2 respectivamente. El valor de 0.95 es una aproximación de los momentos aplicados a una distancia cercana. Y el valor de V_c es la aplicación de la siguiente ecuación:

$$V_c = \frac{M1 \left(\frac{L_1}{L_{b1}} \right) + M2 \left(\frac{L_2}{L_{b2}} \right)}{h}$$

En donde el valor de h es el promedio de la altura del piso de arriba y el piso de abajo. L_1 es la distancia de la luz de la viga medida desde el centro de la columna y L_{b1} es la luz de la viga medida desde las caras de las columnas. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

Para el diseño de la zona de panel, se sugiere una aplicación de deformaciones inelásticas controladas en dicha zona. Esto mejoraría el comportamiento sísmico general de los marcos, debido a que el comportamiento de la carga cortante en las zonas del panel no presenta degradación de la resistencia. A menos que la conexión precalificada tenga especificaciones especiales, la ecuación de diseño de panel de acuerdo con AISC 360 es:

$$V_u = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \leq 0.66 F_y d_c d_w$$

Con factores ϕ de 0.90 y 1.0 para aplicaciones sísmicas en donde t_w es el espesor de la zona del panel. Adicionalmente, también se aplica la siguiente ecuación para prevenir el pandeo local, el espesor de la placa debe ser al menos de:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

(Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

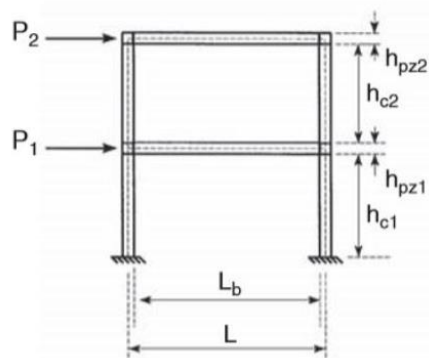


Ilustración 8. Marco dúctil resistente a momento.

Fuente: *Ductile Design of Steel Structure*. (2001).

2.4.1.1 Diseño de columnas “HSS” SMF

Las columnas para emplearse en los pórticos resistentes a momentos serán las de perfil HSS 14x10x.625. En el diseño computacional se analizó la columna con mayor fuerza de cortante, momento y axial. A continuación, se presenta las propiedades de la sección escogida.

Perfil HSS		HSS20X8X5/8
Tipo de Acero		ASTM A36/A36M
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)
1,5	1,2	2530

Datos Perfil Seleccionado					
A	[cm ²]	195,48	Zx	[cm ³]	3031,61
h	[cm]	50,80	Iy	[cm ⁴]	14068,62
b	[cm]	20,32	Sy	[cm ³]	1386,35
t(des)	[cm]	1,48	ry	[cm]	8,48
wt. /ft.	-	110,00	Zy	[cm ³]	1579,71
b/t	-	10,80	h(flat)	[cm]	43,66
h/t	-	31,40	b(flat)	[cm]	13,18
Ix	[cm ⁴]	59937,33	J	[cm ⁴]	38126,80
Sx	[cm ³]	2359,74	C	[cm ⁶]	2736,64
rx	[cm]	17,50	E	[kg/cm ²]	2000000,00

Tabla 5. Propiedades de columna para marco resistente a momento

Procedemos con el cálculo necesario:

- Empezamos con la verificación de relación ancho-espesor.

$$\frac{b}{t} \leq 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}}$$

b/t	10,80	≤	14,92
Cumple			

Tabla 6. Relación ancho/espesor de la columna

- Verificación de relación ancho-espesor del alma

$$\frac{h}{t} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}}$$

h/t	31,40	≤	50,00
Cumple			

Tabla 7. Relación ancho espesor del alma de la columna.

- Comprobación combinación de flexión/compresión

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.2$$

P _u /P _c	0,28	≤	1,00
Cumple			

Tabla 8. Comprobación de flexión/compresión de la columna

- Verificación de resistencia al corte

V _u	≤	ΦV _n
8678,65		204841,45
Cumple		

Tabla 9. Resistencia al corte.

2.4.1.2 Diseño de vigas “W” SMF

Las vigas para emplearse en los pórticos resistentes a momentos serán las de perfil W10x77. A continuación, se presentan las propiedades de la viga escogida.

Perfil W		W24X94	
Tipo de Acero		ASTM A36/A36M	
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)
1,5	1,2	2530	4070

Datos Perfil Seleccionado					
A	[cm ²]	178,71	rx	[cm]	25,07
d	[cm]	61,72	Zx	[cm ³]	4162,31
tw	[cm]	1,31	Iy	[cm ⁴]	4536,92
bf	[cm]	23,04	Sy	[cm ³]	393,29
tf	[cm]	2,22	ry	[cm]	5,03
k(des)	[cm]	3,51	Zy	[cm ³]	614,51
k(det)	[cm]	4,45	rts	[cm]	6,10
k1	[cm]	2,70	ho	[cm]	59,44
T	[cm]	52,71	J	[cm ⁴]	218,94
gage	[cm]	13,97	Cw	[cm ⁶]	4028038,00
wt. /ft.	-	94,00	Wno	[cm ²]	342,58
bf/(2*tf)	-	5,18	Sw	[cm ⁴]	4370,43
h/tw	-	41,90	Qf	[cm ³]	717,75
Ix	[cm ⁴]	112382,48	Qw	[cm ³]	2064,77
Sx	[cm ³]	3637,93	E	[kg/cm ²]	2000000,00

Tabla 10. Propiedades de viga para marco resistente a momento

Realizamos el primer chequeo de la sección, que son las especificaciones mínimas que debe cumplir la sección de acuerdo con el AISC 358-16, para poder realizar posteriormente la conexión RBS.

Max. Beam depth	W36	>	W10X77
Max. Beam weight	224	>	132
Max. flange thickness	25	>	2,2098
Max. Span to depth radio	7	<	12

Tabla 11. Comprobaciones de viga según AISC 358-16

Una vez comprobada que la viga seleccionada puede ser utilizada con la conexión precalificada, procedemos con los siguientes análisis:

- Relación ancho espesor del patín de la viga.

$$\frac{bf}{2tf} < 0.32 \sqrt{\frac{E}{Ry * fy}}$$

5,18	<	34,44	Cumple
------	---	-------	---------------

Tabla 12. Relación ancho/espesor del patín de la viga

- Relación ancho espesor del alma de la viga

$$\frac{h}{tw} < 2.57 \sqrt{\frac{E}{Ry * fy}}$$

41,9	<	59	Cumple
------	---	----	---------------

Tabla 13. Relación ancho/espesor del alma de la viga.

- Chequeo demanda/capacidad de momentos.

$$\frac{D}{C} < 1$$

0,31	<	1	OK
------	---	---	-----------

Tabla 14. Chequeo demanda/capacidad de momentos de la viga.

- Chequeo demanda/capacidad de cortantes.

$$\frac{D}{C} < 1$$

0,11	<	1	OK
------	---	---	-----------

Tabla 15. Chequeo demanda/capacidad de cortante de la viga.

En base a los resultados obtenidos, podemos ver que la sección W10x77 es adecuada para emplearla en nuestro diseño.

Adicionalmente, se calcula que cumpla con la filosofía de columna fuerte/viga débil que se explicó anteriormente.

$$\sum M_{pb} = \sum (M_{pr} + M_v)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c * (F_{yc} - \frac{Pr}{A_g})$$

M _{pc}	5549351,58
M _{pb}	5106178,93
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	1,1
CUMPLE	

Tabla 16. Chequeo Columna fuerte/viga débil.

2.4.2 Diseño de sistema a gravedad.

2.4.2.1 Diseño de columnas “HSS” a gravedad

Los miembros a compresión son elementos estructurales sujetos solo a cargas axiales o fuerzas de compresión, que son las fuerzas aplicadas a lo largo el eje longitudinal a través del centroide ubicado en la sección transversal. En la mayoría de los casos, esta fuerza se aplica en las estructuras solamente en las columnas. En muchas edificaciones, las fuerzas axiales de las columnas pueden ser calculadas a partir de las reacciones generadas por las vigas adyacentes o el sistema de piso que se apoya sobre el mismo, esto es posible solamente si los miembros no transfieren momento; es decir, si la columna no forma parte de un marco rígido. (Seguí, 2017).

La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$ es el menor valor entre los estados límites de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional. El valor de ϕ_c es de 0.9 para un diseño LRFD. (AISC 360, 2016)

La resistencia P_n se calcula basada en el estado limite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Y F_{cr} se determina en base a dos condiciones:

- Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \therefore \quad F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} * F_y$
- Si $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \therefore \quad F_{cr} = 0.877 F_e$

En donde; A_g es el área bruta de la sección transversal, E es el modulo de elasticidad del acero, F_e es la tensión de pandeo elástico, F_y es la tensión mínima de fluencia del acero y r es el radio de giro de la sección. (AISC 360, 2016).

Para nuestro diseño, se ha escogido el siguiente perfil de columna:

Perfil HSS		HSS20X8X5/8
Tipo de Acero		ASTM A36/A36M
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)
1,5	1,2	2530

Datos Perfil Seleccionado					
A	[cm ²]	195,48	Zx	[cm ³]	3031,61
h	[cm]	50,80	Iy	[cm ⁴]	14068,62
b	[cm]	20,32	Sy	[cm ³]	1386,35
t(des)	[cm]	1,48	ry	[cm]	8,48
wt./ft.	-	110,00	Zy	[cm ³]	1579,71
b/t	-	10,80	h(flat)	[cm]	43,66
h/t	-	31,40	b(flat)	[cm]	13,18
Ix	[cm ⁴]	59937,33	J	[cm ⁴]	38126,80
Sx	[cm ³]	2359,74	C	[cm ⁶]	2736,64
rx	[cm]	17,50	E	[kg/cm ²]	2000000,00

Tabla 17. Propiedades de columna para marcos a gravedad

Y realizamos los siguientes chequeos:

- Relación máxima de esbeltez

17,14	λ_{xx}	132,43
	\leq	
35,36	λ_{yy}	
Pandeo Inelástico		

Tabla 18. Relación máxima de esbeltez para columna de marco a gravedad

- Estabilidad o pandeo local

10,8	b/t	39,36
	≤	
31,4	h/t	
Columna No Esbelta		

Tabla 19. Estabilidad o pandeo local para columna de marco a gravedad

- Resistencia de diseño

Pn	416235,17	kg
CUMPLE		

Tabla 20. Resistencia a diseño de marco a gravedad

2.4.2.2 Diseño de vigas “W” a gravedad

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas verticales y son sometidas principalmente a deformaciones por flexión o pandeo. Para flexión, los esfuerzos que gobiernan son los momentos. De manera general, se aplica la siguiente ecuación para un diseño LRFD. (Segui, 2017).

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

En donde el valor de M_u es el máximo momento posible para generarse por la combinación de cargas. El valor M_n es el valor del momento nominal que soporta la viga y ϕ_b es un factor de resistencia a la flexión. (Segui, 2017).

Procedemos determinando el tipo de sección, clasificando la sección transversal como compacta, no compacta o esbelta. Esta definición depende de las dimensiones geométricas de la sección a utilizar. Utilizando los siguientes coeficientes:

- $\lambda_p =$ Limite superior para categoria compacta
- $\lambda =$ relacion ancho espesor
- $\lambda_r =$ Limite superior para categoria no compacta

Clasificando las secciones de la siguiente manera en base a los coeficientes:

- Si: $\lambda \leq \lambda_p \quad \therefore$ seccion compacta
- Si: $\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad \therefore$ seccion no compacta

- Si: $\lambda > \lambda_r \quad \therefore \text{seccion esbelta}$

Esta verificación se hace tanto para el alma de la viga como para el patín.

En este caso, se buscó específicamente una sección que cumpla con la condición de ser una viga compacta. Se procede al análisis por resistencia a la flexión. Una viga puede fallar cuando llega al momento máximo nominal y entra en estado plástico o también cuando ocurre:

- Pandeo lateral torsional
- Pandeo local del patín

Si la flexión máxima es menor al límite proporcional cuando el pandeo ocurre, se dice que es una falla elástica, caso contrario, es una falla inelástica. (Segui, 2017).

A continuación, podemos ver los rangos de clasificación para cada límite de los estados y la forma de calcular el momento adecuado de análisis:

- Para $L_b \leq L_p \quad \therefore M_n = M_p$
- Para $L_p < L_b \leq L_r$

$$\therefore M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.75 * F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$
- Para $L_b > L_r \quad \therefore M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

En donde M_n es el momento nominal, M_p es el momento plástico, L_b es la longitud entre arriostramientos contra el desplazamiento lateral o torsional, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero, S_x módulo elástico, C_b es un factor de pandeo lateral torsional, F_{cr} es el esfuerzo crítico. (Segui, 2017).

Una vez realizado el estudio a flexión de la viga, se realiza el diseño a corte. Para un diseño LRFD, la relación entre el cortante requerido y el actuante es la siguiente:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

La resistencia a corte en las vigas es soportada por el alma de la viga. La resistencia nominal al límite cortante se calcula como:

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

y será la resistencia nominal siempre que no exista pandeo por cortante en el alma. El factor C_{v1} depende de los siguientes casos:

- Caso 1: vigas sección “W” laminadas en caliente

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

$$\therefore C_{v1} = 1.0 ; \phi_v = 1.0 ; \Omega_v = 1.5$$

- Caso 2: otras secciones

$$\phi_v = 0.9 ; \Omega_v = 1.67$$

Y C_{v1} se calcula:

$$\text{si: } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \therefore C_{v1} = 1.0$$

$$\text{si: } \frac{h}{t_w} > 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \therefore C_{v1} = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$k_v = 5.34$$

Para nuestro análisis, hemos escogido el siguiente perfil:

Perfil W		W30X90	
Tipo de Acero		ASTM A36/A36M	
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)
1,5	1,2	2530	4070

Datos Perfil Seleccionado					
A	[cm ²]	170,32	rx	[cm]	29,72
d	[cm]	74,93	Zx	[cm ³]	4637,54
tw	[cm]	1,19	Iy	[cm ⁴]	4786,66
bf	[cm]	26,42	Sy	[cm ³]	362,15
tf	[cm]	1,55	ry	[cm]	5,31
k(des)	[cm]	3,20	Zy	[cm ³]	568,63
k(det)	[cm]	3,81	rts	[cm]	6,60
k1	[cm]	2,70	ho	[cm]	73,41
T	[cm]	67,31	J	[cm ⁴]	118,21
gage	[cm]	13,97	Cw	[cm ⁶]	6444860,80
wt./ft.	-	90,00	Wno	[cm ²]	484,52
bf/(2*tf)	-	8,52	Sw	[cm ⁴]	4953,15
h/tw	-	57,50	Qf	[cm ³]	716,11
Ix	[cm ⁴]	150259,54	Qw	[cm ³]	2277,80
Sx	[cm ³]	4014,83	E	[kg/cm ²]	2000000,00

Tabla 21. Propiedades de viga para marcos a gravedad

Y se han obtenido los siguientes resultados:

- Resistencia de diseño a compresión.

Resistencia de diseño a compresión		
Análisis patín		
λ	8,52	Compacta
λ_p	10,68	
λ_r	28,12	

Análisis Alma		
λ	57,50	Compacta
λ_p	105,72	
λ_r	160,26	

Tabla 22. Resistencia de diseño a compresión de la viga para marco a gravedad

- Análisis sección:

Lb	0,00	NO HAY PANDEO LATERAL TORSIONAL
Lp	262,69	
Lr	756,19	

Tabla 23. Análisis de sección de la viga de marco a gravedad

- Momento nominal

Mp	11732973,95	kg/cm
ØMn	10559676,56	kg/cm
CUMPLE		

Tabla 24. Momento nominal de la viga de marco a gravedad.

2.4.3 Diseño de conexiones

Las conexiones en las estructuras de acero son de vital importancia en el diseño y en la aplicación constructiva. Una conexión no adecuada, puede transformarse en el eslabón débil de la estructura y ha sido la causa de numerosas fallas en edificios de acero. Que suceda una falla estructural en miembros de acero es raro, la mayoría de estas fallas se han ocasionado por un mal diseño de conexiones. (Segui, 2017).

2.4.3.1 Diseño de conexión "RBS"

Para nuestro diseño, usaremos una conexión RBS, o sección de viga reducida. Es una conexión precalificada para uso especial en pórticos resistentes a momento (SMF) y en pórticos resistentes a momento intermedio (IMF). (AISC 358-16). La conexión de viga reducida utiliza cortes en las bridas superior e inferior para reducir el área de ésta, cerca de los extremos de la viga. Esto produce que las bisagras plásticas se formen sobre segmentos de ala alejadas de la columna, lo que limita los momentos de flexión máximos en los extremos de la viga. (Kurobane, Packer, Wardenier & Yeomans, 2004).

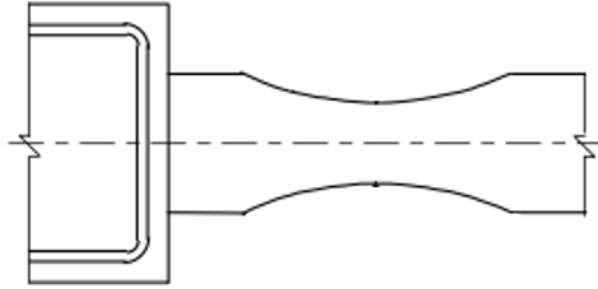


Ilustración 9. Corte de sección con vista en planta de la conexión viga/columna.

Fuente: *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections*. 2014.

La AISC 358-16 de conexiones precalificadas para pórticos de acero resistentes a momento, nos da ciertos parámetros para poder dar uso de una conexión RBS en una estructura:

- Las vigas deberán ser perfiles “W” y un perfil máximo de W36, que limita el peralte de la viga a 92 cm.
- El peso de la viga estará limitado a 447 kg/m
- El espesor de las aletas de la viga no deberá ser mayor a 4.4 cm
- La relación entre la luz libre y el peralte de la viga debe ser mayor a 7 para pórticos especiales y mayor a 5 para pórticos intermedios

Procedimiento de diseño de la conexión RBS.

En primer lugar, se buscará emular una geometría como la mostrada en la siguiente figura:

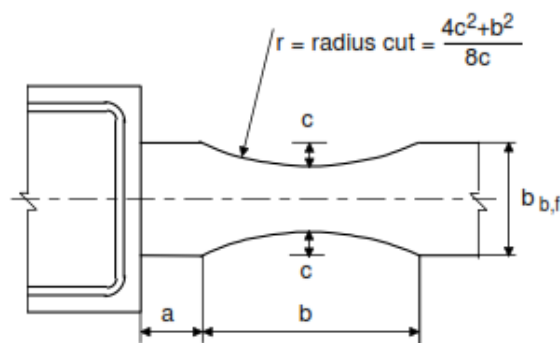


Ilustración 10. Detalle de la conexión RBS en la viga.

Fuente: *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections*. 2014.

Cumpliendo las siguientes condiciones de diseño

$$0.5 bf \leq a \leq 0.75 bf$$

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d$$

$$0.1 bf \leq c \leq 0.25 bf$$

$$r = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

En donde el valor “a” es la distancia que habrá entre el borde de la columna adyacente hasta el inicio de “b” o el inicio del corte de la sección de viga reducida, “b” es la longitud del corte de la conexión RBS, “c” es la profundidad del corte en el centro de la sección reducida, bf es el ancho y d es el peralte de la viga y “r” es el radio de corte. (AISC 358-16, 2016)

Procedemos con el cálculo del módulo de sección plástica en el centro de la viga en cuestión a analizar, utilizando la siguiente formula:

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

Donde la expresión Z_{rbs} es el módulo de sección plástica al centro de la viga reducida expresada en unidades de volumen. Z_x es el módulo de la sección plástica alrededor del eje “x” para la sección completa de la viga y el valor t_{bf} es el espesor de la viga en las aletas. (AISC 358-16, 2016).

Continuamos con el cálculo del momento máximo posible a generarse en el centro de la sección de viga reducida:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{rbs}$$

Los valores de R_y y F_y son propiedades del material del que están hechas las secciones. (AISC 358-16, 2016).

Luego, calculamos la fuerza cortante en el centro de la sección de viga reducida. Esta magnitud será determinada en función de un diagrama de cuerpo libre de la sección

de la viga entre los centros de las secciones de viga reducida. En este cálculo, se asume que el momento en el centro de cada sección es el *Momento probable* e incluirá las cargas gravitacionales que ejercen sobre la viga utilizando la combinación de carga de $1.2D + f1L + 0.2S$ en donde el factor $f1$ es el factor de carga asignado por el código y no podrá ser menor a 0.5. (AISC 358-16, 2016).

Posteriormente, calculamos el momento máximo probable en la cara de la columna. Este valor será obtenido por un diagrama de cuerpo libre del segmento comprendido desde la columna hasta el centro de la sección de viga reducida.

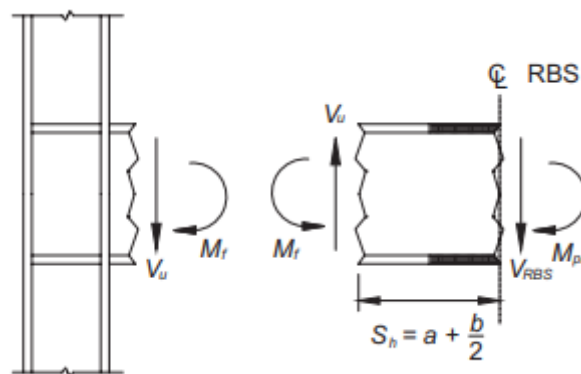


Ilustración 11. Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la conexión RBS y la cara de la columna.

Fuente: AISC 358: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*

$$M_f = M_{pr} + V_{rbs}S_h$$

Donde M_f es el momento máximo posible en la cara de la columna, S_h es la distancia desde la cara de la columna hasta la rótula plástica, también calculada con la expresión; $a + b/2$ y V_{rbs} es el valor mas alto de la fuerza cortante que actúa sobre la sección de viga reducida. (AISC 358-16, 2016).

Después, se procede al cálculo del momento plástico en la viga en base al esfuerzo de fluencia.

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

Luego, se chequea la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna:

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

Para finalizar, se calcula la fuerza cortante requerida en la unión entre la viga y la columna:

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

Una vez finalizados los cálculos descritos en esta sección, verificamos que todos los parámetros se cumplan, de no ser el caso, se modifican las medidas de corte de la sección de viga reducida y si aun así no cumple, se cambia de sección y se vuelve a iterar las dimensiones de reducción de viga. (AISC 358-16, 2016).

Para nuestro diseño y en función de las ecuaciones mostradas anteriormente, se han obtenido los siguientes resultados:

- Dimensiones de conexión RBS:

a		
11,52	15	17,28

Tabla 25. Valor "a" de la conexión RBS.

b		
40,12	47	52,46

Tabla 26. Valor "b" de la conexión RBS.

c		
2,30	5	5,76

Tabla 27. Valor "c" de la conexión RBS.

R	57,73	cm
----------	-------	----

Tabla 28. Valor "r" de la conexión RBS.

- Módulo de sección plástica:

Z_{rbs}	2839,94	cm ³
------------------------	---------	-----------------

Tabla 29. Módulo de sección plástica.

- Momento máximo probable al centro de la conexión RBS:

Mpr	14010833,47	kg-cm
------------	-------------	-------

Tabla 30. Momento máximo probable al centro de la conexión RBS

- Fuerza de cortante al centro de RBS

Vrbs	40363	kg
V'rbs	33254	kg

Tabla 31. Fuerza de cortante al centro de RBS

- Momento máximo probable en la cara de la columna:

Mf	15564811	kg-cm
-----------	----------	-------

Tabla 32. Momento máximo probable en la cara de la columna.

- Momento plástico de la viga:

Mpe	15795982,6	kg-cm
------------	------------	-------

Tabla 33. Momento plástico de la viga.

- Chequeo de la resistencia de flexión de la viga en la cara de la columna:

15564811	<	15795983
OK		

Tabla 34. Chequeo de resistencia

- Resistencia corte requerida:

Vu	41011	kg
-----------	-------	----

Tabla 35. Resistencia a corte requerida.

2.4.3.2 Diseño de conexión simple

En este caso se utilizará una conexión simple excéntrica, este tipo de conexión es aquella en donde la resultante de las cargas que se aplican no pasa por el centro de gravedad de la placa sujetadora. Si la conexión tiene un plano simétrico, se usa como referencia el centroide del área de corte de los pernos sujetadores y la distancia perpendicular, desde la línea de acción entre la carga y el centroide es la excentricidad. (Segui, 2017).



Ilustración 12. Conexión simple entre viga y columna.

Fuente: Steel Design, 2017.

En este caso, obtuvimos los siguientes resultados:

- Resistencia a corte:

ϕr_n	11022,237	kg/bolt
------------	-----------	---------

Tabla 36. Resistencia a corte de la conexión simple

- Resistencia a tensión:

ϕr_n	18415,754	kg/bolt
------------	-----------	---------

Tabla 37. Resistencia a tensión de la conexión simple

- Esfuerzo nominal a tensión:

F'nt	7718,13	\leq	6320	[kg/cm ²]
-------------	---------	--------	------	-----------------------

Tabla 38. Esfuerzo nominal a tensión de la conexión simple

- Resistencia de diseño en tensión:

ϕR_n	22444,77	\geq	2734,11	Cumple
------------	----------	--------	---------	---------------

Tabla 39. Resistencia de diseño en tensión de la conexión simple

- Bloque de cortante:

ϕR_n	28474,878	\geq	13505	[kg]
------------	-----------	--------	-------	------

Tabla 40. Bloque de cortante de la conexión simple

2.4.4 Diseño de placa de anclaje

Las conexiones en las bases de las columnas del primer piso, serán la interfaz crítica entre la estructura y la cimentación, estas conexiones son utilizadas para soportar cargas gravitatorias y cargas laterales. Generalmente la placa de la base y sus partes, son el último detalle en diseñar, sin embargo, es el primer elemento en ser montado en el sitio

de construcción. Es muy importante recalcar en este punto el papel fundamental de la colocación precisa de las varillas de anclaje, es uno de los componentes claves para levantar de manera apropiada y segura la edificación. (Fisher & Kloiber, 2010)

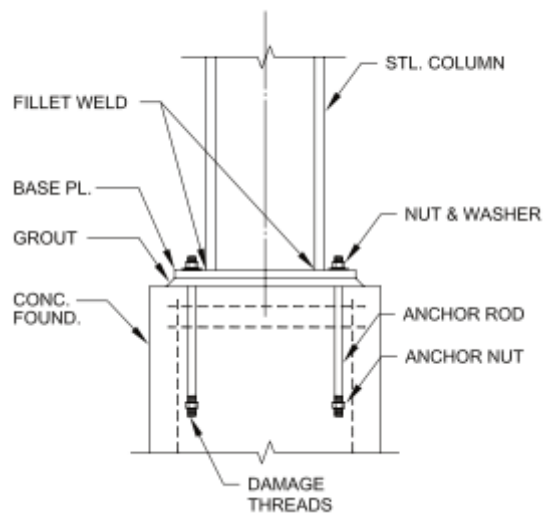


Ilustración 13. Componentes de la conexión de la placa de anclaje

Fuente: Steel Design Guide 1, 2006.

Cuando el momento flector es bastante mayor en magnitud en comparación con la carga axial aplicada en la columna, se requieren varillas de anclaje que serán colocadas en la fundición del hormigón, evitando así, que la base no se incline y tampoco falle el hormigón a futuro. Este es un concepto aplicado para la construcción de marcos rígidos diseñados para resistir cargas laterales o terremotos. (Fisher & Kloiber, 2010).

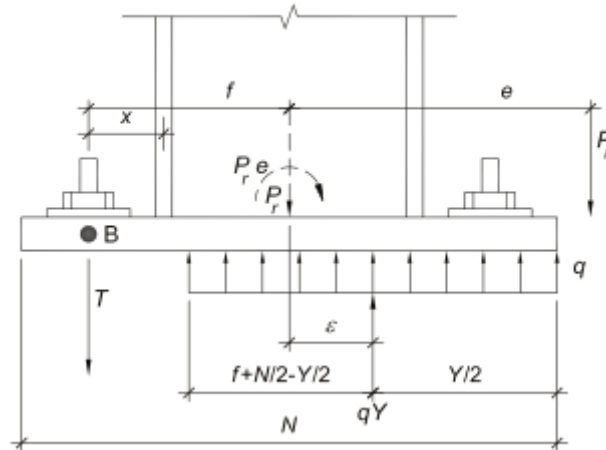


Ilustración 14. Placa de anclaje para grandes momentos.

Fuente: *Steel Design Guide 1*, 2006.

Para empezar con el diseño de la placa de la base, comenzaremos con el predimensionamiento de la placa. Se empieza con una distancia desde el filo de la columna al filo de la base de 4 pulgadas o 10.15 centímetros, obteniendo un área de $N \times B$. Luego se procede a calcular la fuerza de rodamiento actuando en la base de la columna con la siguiente fórmula:

$$q_{max} = f_{p\ max} B$$

Donde:

$$f_{p\ max} = \phi_c (0.85 f'c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Para poder aplicar el diseño de una placa para momentos grandes, se debe cumplir la siguiente inecuación.

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

Luego, se determina la distancia desde la línea central hasta la línea de anclaje:

$$f = \frac{N}{2} - 10.15$$

Procedemos a determinar las dimensiones de la base de hormigón para la placa metálica cumpliendo la siguiente inecuación:

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

Luego, se calcula la longitud de rodamiento Y la tensión en las varillas de anclaje:

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

$$T_u = q_{max}Y - P_u$$

Se determina la tensión de cada varilla.

$$T_t = \frac{T_u}{n}$$

Después, se determina el espesor mínimo de la placa base de anclaje:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{N - 0.8 b_f}{2}$$

$$Y < \max(n, m)$$

$$t_{req} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{max}(\max(n, m) - \frac{y}{2})}{F_y}}$$

Luego se calcula la tensión de interfaz:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$$

$$t_{req} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$$

Adicionalmente, se debe comprobar que la sección escogida, cumpla con la fuerza de compresión en la base del plato o carga axial. Los datos obtenidos de área y distancias respectivas deben ser iguales o menores para poder acogerse a esas dimensiones y que cumplan los criterios de carga por momento y axial. (Fisher & Kloiber, 2010).

En base a las ecuaciones expuestas, se obtuvieron los siguientes resultados en nuestro diseño:

- Resistencia axial requerida

Pu	156554,50	kgf
-----------	-----------	-----

Tabla 41. Resistencia axial requerida de la placa de anclaje.

- Resistencia a corte requerida

Vu	75750	kgf
-----------	-------	-----

Tabla 42. Resistencia a corte requerida de la placa de anclaje

- Resistencia a flexión requerida

Mu	6512207,61	kg-cm
-----------	------------	-------

Tabla 43. Resistencia a flexión requerida de la placa de anclaje

- Dimensiones iniciales de placa base

N	70	cm
B	40	cm

Tabla 44. Dimensiones iniciales de la placa de anclaje

- Espesor de placa base y varillas de anclaje

qmax	14232,40	kgf/cm
e	41,60	cm
e crit	29,50	cm

f	10	cm
2061	>	1135
BASE ADUECUADA		

Tabla 45. Espesor de la placa base y varillas de anclaje de la placa de anclaje

- Resistencia a compresión

Areq	360,6	cm ²
A	2854,7	cm ²
AREA CORRECTA		

Tabla 46. Resistencia a compresión sobre el área de la placa de anclaje

tp(req)	2,09	cm
BASE ADECUADA		

Tabla 47. Comprobación de la resistencia a compresión de la placa de anclaje

- Resistencia a cortante en placa de anclaje

Vu	31237,39	kgf
-----------	----------	-----

Tabla 48. Resistencia a cortante de la placa de anclaje

- Resistencia de aplastamiento en la placa

Vu/n	3904,67	kgf
RESISTENCIA DE PLACAS ADECUADAS		

Tabla 49. Resistencia a aplastamiento de la placa de anclaje

- Resistencia a cortante en las varillas

Fu	5273,02	kg/cm ²
Fnv	2372,86	kg/cm ²

ØRn	36070,36	kgf
Vu/n	3904,67	kgf

RESISTENCIA A CORTANTE DE VARILLAS ES ADECUADA		
---	--	--

Tabla 50. resistencia a cortante en varillas de la placa de anclaje

Una vez comprobados los primeros datos de la placa de anclaje, procedemos a escoger el diámetro de las barras de anclaje. Para esto usamos el valor de $T_u = 56492 \text{ kgf}$ o 124 kips . Consideramos colocar 3 pernos en dos lados de la base, como se muestra en la figura:

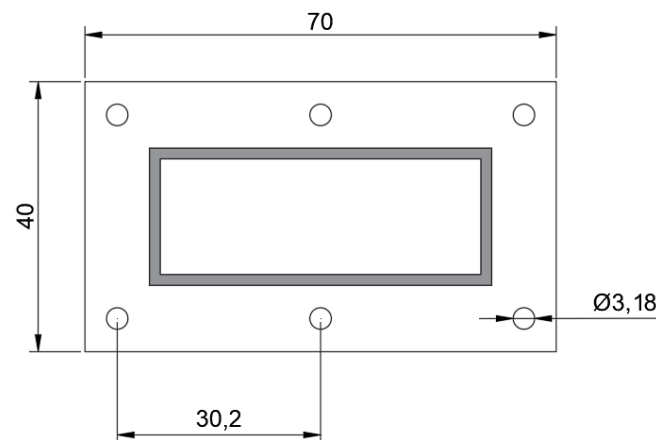


Ilustración 15. Configuración de pernos sobre la placa de anclaje

Fuente: Propia

Calculamos la fuerza que recibiría cada perno:

$$\frac{Tu}{3} = 18830 \text{ kgf/rod} = 42 \text{ kips/rod}$$

Proseguimos a la tabla 3.1 de la guía de diseño 1 del AISC y vemos el diámetro de la barra sugerida. Para nuestro caso nos dio un diámetro de 1 ¼ in que soporta 51.8 kips de fuerza o 23496 kgf, lo cual cumple con nuestro requisito.

Luego se calcula el esfuerzo de extracción del hormigón debajo de la placa de anclaje. En la tabla 3.2 de la guía de diseño 1 del AISC nos da el mismo diámetro de 1¼, pero con una resistencia por perno de 50.2 kips o 22770 kgf, que igual cumple con la especificación mínima de nuestro caso.

La guía de diseño 1 para bases y pernos de anclaje nos dice que la longitud embebida debe ser al menos 17 veces el diámetro del perno.

$$17 * 1.25 = 21.25 \approx 22 \text{ in} = 56 \text{ cm}$$

Finalmente se determina que la longitud embebida del perno de anclaje cumple con la fuerza de arranque utilizando la siguiente fórmula:

$$\phi N_{cbg} = \phi * \Psi_3 * 16 * \sqrt{f'c} * h_{rf}^{\frac{5}{3}} * \frac{A_N}{A_{N0}}$$

En donde; ϕ es una constante con valor de 0.75, Ψ_3 tiene un valor de 1.25 considerando que el hormigón no se agrieta para las cargas de servicio, $f'c$ es el valor de resistencia a compresión del concreto y para esta fórmula tiene que estar en unidades de *psi*, h_{rf} es la longitud embebida de la barra de anclaje, A_N es el área de quebrantamiento del concreto para el área total de las barras y A_{N0} es el área de quebrantamiento del concreto para el área de una sola barra. Estas áreas se explican en la siguiente imagen.

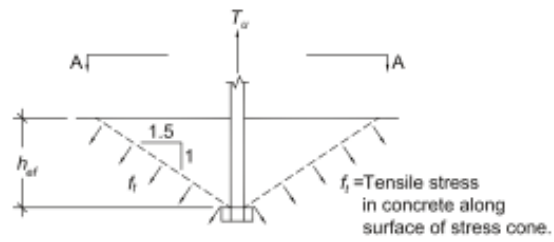


Ilustración 16. Cono de quebrantamiento del hormigón para una barra.

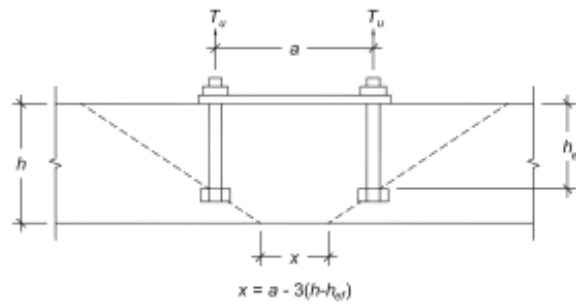


Ilustración 17. Cono de quebrantamiento del hormigón para el conjunto de barras.

Fuente: *Steel Design Guide 1*, 2006.

Aplicando la fórmula:

$$\phi N_{cbg} = 425 \text{ kips} = 192776 \text{ kgf} > 56492 \text{ kgf}$$

Lo cual cumple con los requisitos mínimo de carga por cada barra.

2.5 Modelamiento en ETABS y análisis de resultados

En base a todos los cálculos realizados y todas las secciones escogidas, modelamos nuestro diseño en el programa ETABS, obteniendo el siguiente resultado.

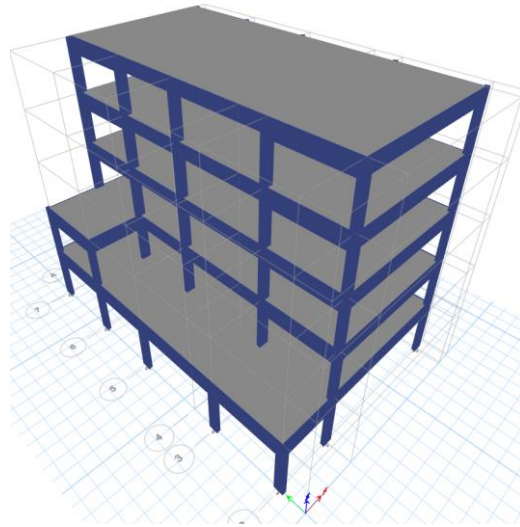


Ilustración 18. Modelamiento del edificio en ETABS con vista extruida en DirectX

2.5.1 Análisis de Derivas de piso.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la construcción en la sección de peligro sísmico, define la deriva de piso como el desplazamiento lateral relativo de un piso en cuestión, esta acción se debe principalmente por la acción de una fuerza horizontal medida en dos puntos o más a lo largo misma línea vertical de la estructura. Se calcula como la resta del desplazamiento del extremo superior menos el desplazamiento del piso inferior. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Con esta definición, se obtiene la deriva de piso elástica en el programa ETABS. Luego procedemos a calcular la deriva de piso inelástica con la siguiente ecuación

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

La norma nos dice que, para estructura metálicas, la deriva máxima para cualquier piso no debe exceder el valor de 0.02 o 2%. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

En nuestro diseño hemos obtenido los siguientes datos:

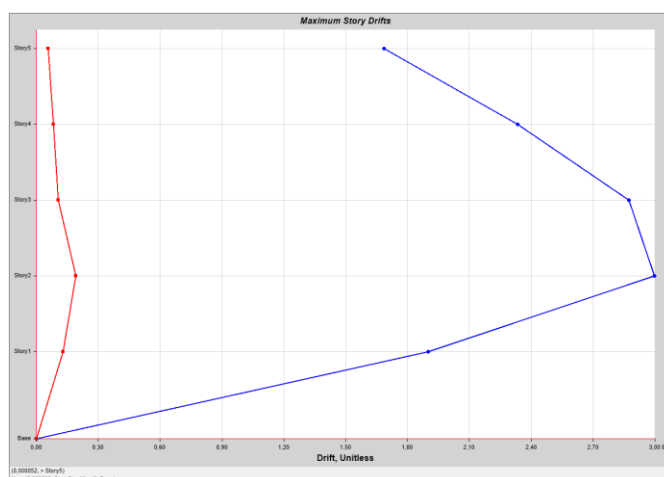


Ilustración 19. Deriva elástica del edificio para la carga SISMO X

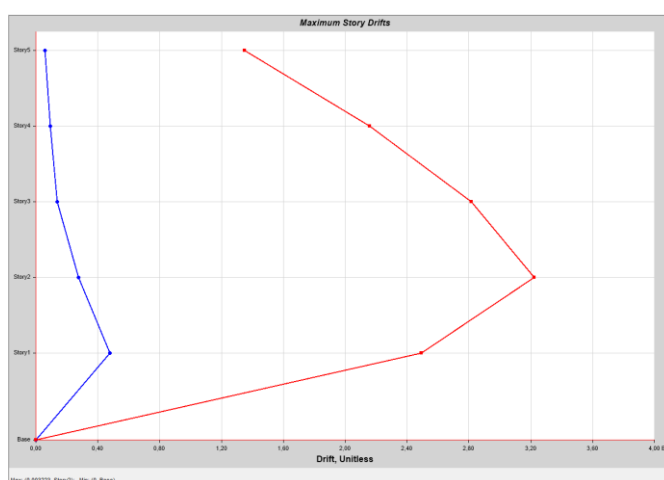


Ilustración 20. Deriva elástica del edificio para la carga SISMO Y

Deriva elástica ETABS		Deriva inelástica		Comprobación
SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y	
0,002998	0,003223	1,799%	1,934%	Cumplen

Ilustración 21. Comprobación de derivas inelásticas máximas en la estructura

2.5.2 Análisis de irregularidad torsional

La NEC nos dice que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de piso en un extremo de nuestra edificación incluyendo la torsión accidentada y medida de manera perpendicular a un eje determinado, es mayor a 1.2 veces la deriva promedio de los extremos medida desde el mismo punto de referencia. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Y se define con la siguiente formula:

$$\Delta > 1.2 \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

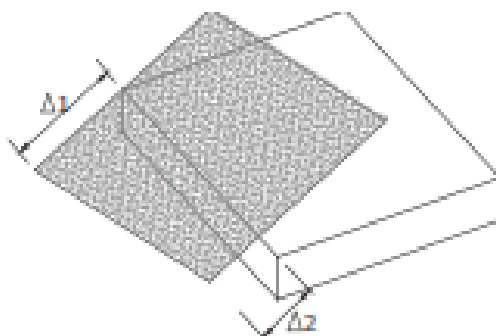


Ilustración 22. análisis en planta.

Fuente: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Para nuestro caso tenemos los siguientes resultados:

Piso	Dirección	Max. desplazamiento	Desplazamiento prom.	Radio	< 1,2
5	X	4,688	4,349	1,078	Cumple
5	Y	3,756	3,682	1,02	Cumple
4	X	6,486	5,987	1,083	Cumple
4	Y	5,997	5,882	1,02	Cumple
3	X	7,987	7,35	1,087	Cumple
3	Y	7,828	7,657	1,022	Cumple
2	X	8,335	7,628	1,093	Cumple
2	Y	8,96	8,474	1,057	Cumple
1	X	6,078	5,507	1,104	Cumple
1	Y	7,98	7,018	1,137	Cumple

Tabla 51. análisis de irregularidad torsional de nuestro edificio

2.5.3 Análisis de numero de modos.

Para el análisis, se debe considerar todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta total de la estructura, de manera que se tomara en cuenta a todos los modos que incluyan una participación de la masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total en cada dirección horizontal principal considerada en el diseño. Adicionalmente, se considera un buen diseño sísmico, cuando los dos primero

modos son de desplazamiento, y a partir del tercero ya puede involucrarse un modo torsional. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

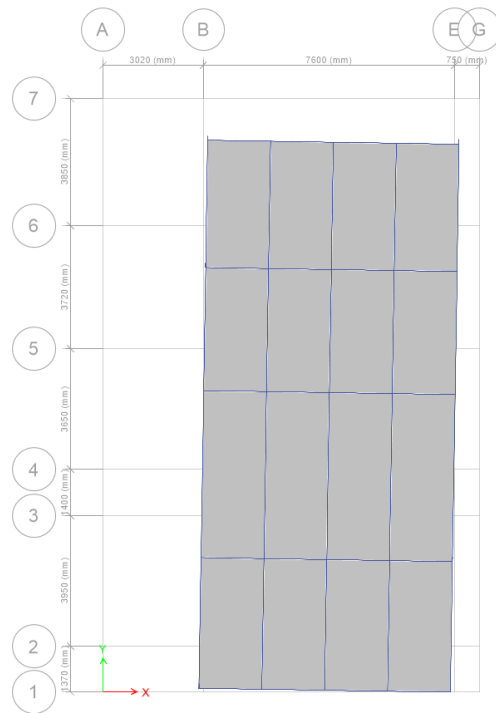


Ilustración 23. Modo de vibración de la estructura 1

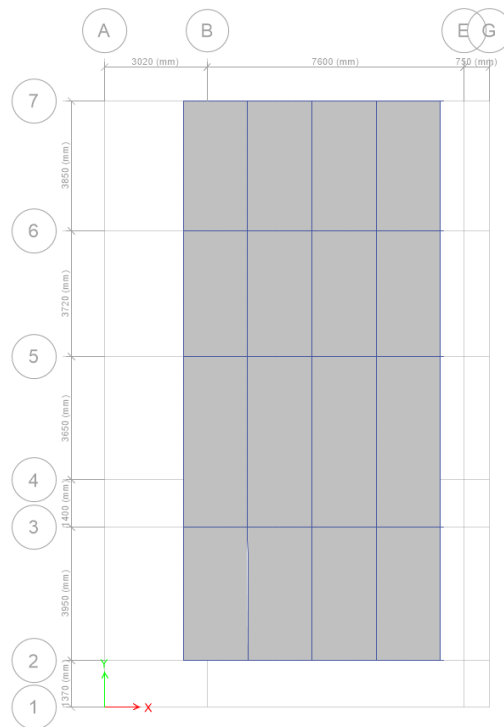


Ilustración 24. Modo de vibración de la estructura 2

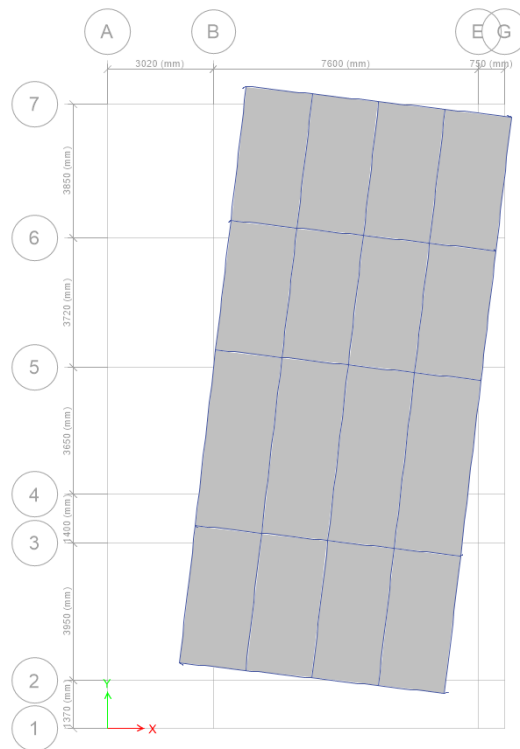


Ilustración 25. Modo de vibración de la estructura 3

De esta manera comprobamos que los dos primeros modos de vibración son traslacionales.

Case	Mode	SumUX	SumUY
Modal	1	0,00001404	0,8133
Modal	2	0,789	0,8134
Modal	3	0,789	0,8182
Modal	4	0,789	0,9375
Modal	5	0,9294	0,9375
Modal	6	0,9295	0,938
Modal	7	0,9295	0,9756
Modal	8	0,9802	0,9756
Modal	9	0,9802	0,9939
Modal	10	0,9802	0,9944
Modal	11	0,9802	0,9998
Modal	12	0,9972	0,9998

Tabla 52. Radios de participación modal de la masa del edificio

Podemos observar en la ilustración 25 que el 90% de participación de masas se alcanza en el modal 5 para la dirección en “x” y en el modal 4 para la dirección en “y”.

2.5.4 Análisis de piso flexible

La estructura se considera irregular o de piso blando cuando la rigidez lateral de un piso en cuestión es menor al 70% de la rigidez del piso superior y a su vez, el piso tiene que ser menor al 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Esto se expresa con las siguientes formulas:

$$K_c < 0.70 * Rigidez K_D$$

$$Rigidez < 0.80 * \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$$

Piso	Direccion	Stiff X	Chequeo	
			> 70%	> 80% prom
Story5	SISMO X	5,19531		
Story4	SISMO X	6,85733	132%	83,5%
Story3	SISMO X	7,46421	109%	90,9%
Story2	SISMO X	8,51947	114%	103,8%
Story1	SISMO X	13,01598	153%	158,5%
Promedio		8,21046		

Tabla 53. Análisis de piso flexible en la dirección "x"

Piso	Direccion	Stiff Y	Chequeo	
			> 70%	> 80% prom
Story5	SISMO ESTAT Y	6,13748		
Story4	SISMO ESTAT Y	6,97997	114%	85,0%
Story3	SISMO ESTAT Y	7,16507	103%	87,3%
Story2	SISMO ESTAT Y	7,66822	107%	93,4%
Story1	SISMO ESTAT Y	10,21348	133%	124,4%
Promedio		7,632844		

Tabla 54. Análisis de piso flexible en la dirección "y"

Como podemos observar en las tablas 53 y 54, tanto para la dirección en "x" como para la dirección en "y" del sismo, se cumple el parámetro de piso flexible.

Finalmente, realizamos un chequeo de las secciones colocadas en el edificio. Cabe destacar que en la planta de cada piso se colocó una deck metálica y se realizó como diseño de viga compuesta.

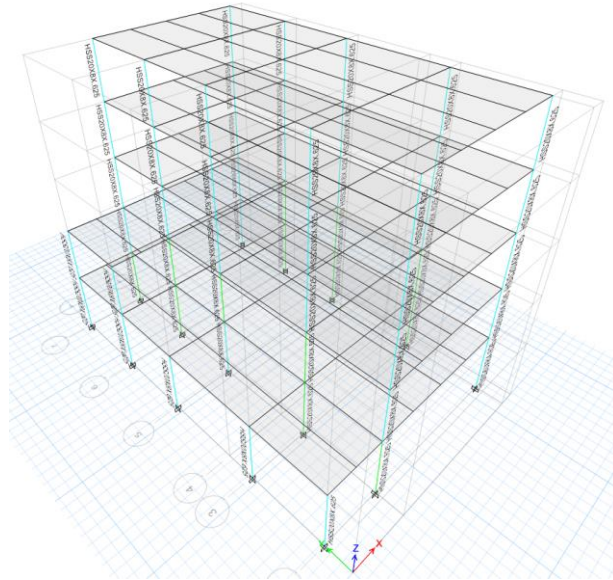


Ilustración 26. Análisis de elementos en columnas

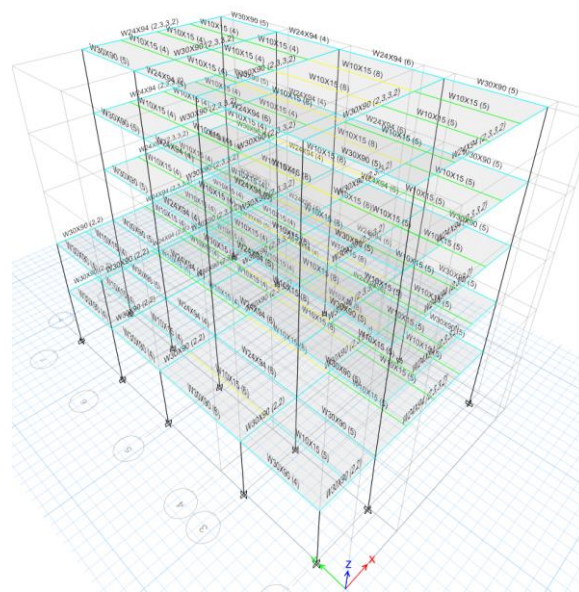


Ilustración 27. Análisis de elementos en vigas y placa colaborante

CONCLUSIONES

En el análisis sismorresistente se cumplió con lo estipulado en la norma ecuatoriana de la construcción y el AISC. Las estructuras deben desarrollar su máxima capacidad plástica antes de llegar a la falla por pandeo, por este motivo, solo deben emplearse secciones sísmicamente compactas, que cumplan los criterios de análisis en base a la geometría de la sección y la carga esperada de la estructura. De igual manera, estas secciones deben entrar en el rango de aplicabilidad de la conexión RBS. En principio, el pandeo se va a desarrollar de manera inevitable, sin embargo, el cumplimiento de los requisitos que dicta la norma ecuatoriana de la construcción y la AISC 360-16, ayudará a mitigar el proceso de manera progresiva ayudando a la disipación de energía.

Es muy importante seguir al pie de la letra las instrucciones y normativas que dicta la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Todos los capítulos de la NEC están basados en normas internacionales que buscan un fin en común, que es preservar la integridad de las personas o usuarios de las edificaciones, por lo tanto, al diseñar una estructura, esta tiene que ser lo suficientemente capaz de resistir las fuerzas y cargas externas.

La realización del diseño fue mediante un proceso iterativo, en donde se realizó una hoja de Excel con los cálculos para cada elemento estructural descrito en este trabajo y posteriormente se modeló en el programa ETABS para cotejar ambos resultados y llegar a escoger las secciones óptimas para el diseño.

El programa ETABS arrojó resultados favorables y que cumplen con la Norma, sin embargo, podemos observar que las derivas inelásticas están muy cerca al 2%. Para poder reducir este factor, se recomienda realizar una estructura más regular porque en el eje "x" presentaba problemas con las derivas.

En este trabajo, para la obtención del periodo estructural de manera teórica, se tomo en cuenta valores referenciales del tipo de suelo, es recomendable realizar un estudio de sueño in situ para conocer a fondo sobre que tipo de suelo se va a trabajar.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fisher, J., Kloiber, L. (2006). *Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design*. USA. American Institute of Steel Construction, Inc.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana 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.

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.

Wardenier, J. (2001). *Hollow Sections in Structural Applications*. Zurich: CIDECT

Segui, W. (2018) *Steel Design*. Memphis: Cengage Learning.

González, A., Chacón, G., (2020). *Consideraciones sísmicas para conexiones resistentes a momento con columnas de sección cuadrada y vigas W*.

Chen, Z., Qin, Y., y Wang, X. (2015). *Development of connections to concrete filled rectangular tubular columns*. Advanced Steel Construction,

Kurobane, Y., Packer, J., Wardenier, J., Yeomans, N., (2004). *Design Guide For Structural Hollow Section Column Connections*. Koln: TUV Rheinland Group.

Tarback, E., Lutgens, F., (2005). *Ciencias de la Tierra: Una Introducción a la Geología Física*. Madrid: Pearson Education S.A.

Moore, K., Feng. J., (2007). *Designo of RBS connections for Special Moment Frames*. Oakland: SSEC.

ANEXOS

Anexo a: impresión de datos del programa excel en pdf.

DATOS INICIALES		
MATERIALES		
VIGA SMF		
PERFIL "W"		W24X94
ACERO		ASTM A36/A36M
Fy	kgf/cm2	2530
Fu	kgf/cm2	4070
Ry	-	1,5
Rt	-	1,2
COLUMNA SMF		
PERFIL "HSS"		HSS20X8X5/8
ACERO		ASTM A36/A36M
Fy	kgf/cm2	2530
Fu	kgf/cm2	4070
Ry	-	1,5
Rt	-	1,2
DEAD + SOBRECARGA		
P	V2	M3
0,00	2515,00	67973,00
LIVE		
P	V2	M3
0,00	740,00	19719,00
SISMO		
P	V2	M3
0,00	9614,00	2812353,00
DEAD + SOBRECARGA		
P	V2	M3
68425,00	895,76	69307,48
LIVE		
P	V2	M3
18412,00	301,34	22660,74
SISMO		
P	V2	M3
36219,00	7302,41	2154564,13

Ilustración 28. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 1

VIGA PORTICO A GRAVEDAD		
PERFIL "W"		W30X90
ACERO		ASTM A36/A36M
Fy	kgf/cm2	2530
Fu	kgf/cm2	4070
Ry	-	1,5
Rt	-	1,2
DEAD + SOBRECARGA		
P	V2	M3
0,00	4370,97	571337,74
LIVE		
P	V2	M3
0,00	1063,00	177692,10
SISMO		
P	V2	M3
0,00	7933,87	1419946,00
COLUMNA PORTICO A GRAVEDAD		
PERFIL "HSS"		HSS20X8X5/8
ACERO		ASTM A36/A36M
Fy	kgf/cm2	2530
Fu	kgf/cm2	4070
Ry	-	1,5
Rt	-	1,2
DEAD + SOBRECARGA		
P	V2	M3
57901,80	895,76	69307,48
LIVE		
P	V2	M3
18158,57	301,34	22660,74
SISMO		
P	V2	M3
31143,55	7302,41	2154564,13

Ilustración 29. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 2

COLUMNA HSS SMF			
Verificación Relación ancho-espesor			
b/t	10,80	≤	14,92
Cumple			
Verificación Relación ancho-espesor			
h/t	31,40	≤	50,00
	Ca	0,20	
Cumple			
Comprobación combinación de flexión / compresión			
Pu/Pc	0,28	≤	1,00
Cumple			
Verificación resistencia al corte AISC 360 G4 HSS			
Vu	8678,65	≤	204841,45
Cumple			

Ilustración 30. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 3

VIGA W SMF			
W36	>	W24X94	OK
224	>	132	OK
25	>	2,2225	OK
7	<	12	OK
Flange width-thickness ratio			
5,18	<	34,44	Cumple
RADIO DEMANDA/CAPACIDAD			
0,31	<	1	OK
CHEQUEO CORTANTE			
0,11	<	1	OK
Columna fuerte / viga debil			
Mpc	5549351,58		
Mpb	5106178,93		
$\frac{\sum Mpc}{\sum MpB}$	1,1		
CUMPLE			

Ilustración 31. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 4

HSS GRAVEDAD		
Resistencia de diseño		
ϕP_n	416235,17	kg
Relacion maxima de Esbeltez		
17,14	λ_{xx}	132,43
	\leq	
35,36	λ_{yy}	
Pandeo Inelástico		
Estabilidad o pandeo local		
10,8	b/t	39,36
	\leq	
31,4	h/t	
Columna No Esbelta		
Resistencia de Diseño		
P_n	416235,17	kg
CUMPLE		

Ilustración 32. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 5

VIGA W GRAVEDAD		
L_b	0	cm
Resistencia de diseño a compresion		
Análisis Patin		
λ	8,52	Compacta
λ_p	10,68	
λ_r	28,12	
Análisis alma		
λ	57,50	Compacta
λ_p	105,72	
λ_r	160,26	
Seccion Compacta		
h_o	73,3806	cm
c	1	-
cb	1	-
M_p	11732973,95	kg/cm
ϕM_n	10559676,56	kg/cm
CUMPLE A FLEXION		
Resistencia a corte		
c_v	1,00	-
ϕ	1,00	-
V_n	135787,28	kg
ϕV_n	135787,28	kg
CUMPLE CORTANTE		

Ilustración 33. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 6

CONEXIÓN RBS			
a			
11,52	15	17,28	
b			
40,12	47	52,46	
c			
2,30	5	5,76	
Modulo de sección Plastica			
Zrbs	2839,94	cm ³	
Momento maximo probable al centro de RBS			
Mpr	14010833,5	kg.cm	
Momento maximo probable en la cara de la columna			
Mf	15564811	kg.cm	
MOMENTO PLASTICO DE LA VIGA			
Mpe	15795982,6	kg.cm	
CHQUEO DE LA RESISTENCIA DE FLEXION DE LA VIGA EN LA CARA DE LA COLUMNA			
15564811	<	15795982,6	
OK			
Resistencia a corte requerida			
Vu	41010,72	kg	
Placas de continuidad			
3,84	>	3,25	NECESITA PLACAS

Ilustración 34. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 7

CONEXIÓN SIMPLE				
Perno	24	[mm]	0,875	[in]
s	65,6	[mm]	0,601	[in]
lev,leh	30	[mm]	0	0
n	25	3	≤ 12	0
e	156,972	≤	150	[mm]
l1	256,8	≤	617,22	[mm]
l2	160	≤	508	[mm]
Resistencia a corte				
φrn	24,3	kips/bolt		
φrn	11022,237	kg/bolt		
Resistencia a Tension				
φrn	40,6	kips/bolt		
φrn	18415,754	kg/bolt		
Esfuerzo cortante requerido				
fv	223,924081	[kg/cm ²]		
Esfuerzo nominal a tension				
F'nt	7718,12834	≤	6320	[kg/cm ²]
Resistencia de diseño en tension				
φRn	22444,7703	≥		
Cumple				

Ilustración 35. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 8

ANCLAJE		
Dimensiones Iniciales		
edge dist.	10	cm
N	70	cm
B	40	cm
Resistencia axial requerida		
Pu	156554,50	kgf
Resistencia a corte requerida		
Vu	75749,57	kgf
Resistencia a flexion requerida		
Mu	6512207,61	kg-cm
Dimensiones de base adecuadas		
2061	>	1135
BASE ADECUADA		
Resistencia a la compresion		
Pu	111569,20	kgf
Areq	360,60	cm2
A	2854,66	cm2
AREA CORRECTA		
Resistencia a cortante en placa de anclaje		
eVn	44512,18	kgf
Vu	31237,39	kgf
Resistencia de aplastamiento en la placa		
Vu/n	3904,67	kgf
RESISTENCIA DE PLACAS ADECUADAS		
Resistencia a cortante en varillas		
eRn	36070,3621	kgf
RESISTENCIA A CORTANTE DE VARILLAS ES ADECUADA		

Ilustración 36. Impresión de datos del programa realizado en Excel hoja 9