

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Edificio de acero estructural con pórticos a momento y dos tipos de conexiones en la provincia de Pastaza.

Wilson Isaías Erazo Espín
Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Quito, 07 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Edificio de acero estructural con pórticos a momento y dos tipos de conexiones
en la provincia de Pastaza.**

Wilson Isaías Erazo Espín

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD

Quito, 07 de diciembre 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: Wilson Isaías Erazo Espín

Código: 00121445

Cédula de identidad: 1600557902

Lugar y fecha: Quito, 07 de diciembre 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UNPUBLISHED DOCUMENT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

En Ecuador en los últimos años se ha notado un alto índice de construcciones hechas de acero estructural, por ende, es necesario entender como estas estructuras se comportan en una construcción. A continuación, se presentará un edificio de 6 pisos realizado de acero estructural con pórticos a momentos y dos tipos de conexiones precalificadas para la provincia de Pastaza. Es una estructura nunca antes vista para la provincia, ya que, la mayoría de edificaciones son hechas de hormigón armado. Para ello, se realizó un análisis completo de vigas principales, vigas secundarias, columnas, losa colaborante, conexiones y placa base.

Todo el estudio del diseño de la estructura se rige a los parámetros de construcción que impone la NEC 2015 y la AISC 360, que garantizan seguridad, comodidad y confianza a los habitantes de la edificación.

Palabras clave: acero estructural, pórticos a momento, conexiones precalificadas, Provincia de Pastaza, Vigas, Columnas, Losa colaborante.

ABSTRACT

In Ecuador in recent years there has been a high rate of constructions made of structural steel, therefore, it is necessary to understand how these structures behave in a construction. Next, a 6-story building made of structural steel with frames at moments and two types of prequalified connections for the province of Pastaza will be presented. It is a structure never seen before for the province, since most buildings are made of reinforced concrete. For this, a complete analysis of main beams, secondary beams, columns, collaborating slab, connections and base plate was carried out.

All the study of the design of the structure is governed by the construction parameters imposed by the NEC 2015 and the AISC 360, which guarantee safety, comfort and confidence to the inhabitants of the building.

Keywords: structural steel, frames at the moment, prequalified connections, Pastaza Province, Beams, Columns, Collaborating slab.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION.....	13
Antecedentes	13
Ubicación de Ecuador	13
Cinturón de fuego.....	14
Terremotos (teoría)	15
¿Que son las placas tectónicas?.....	16
Mapa de placas tectónicas	16
Proble mática	20
Riesgo sísmico por placas tectónicas.....	20
Riesgo sísmico por actividad volcánica	21
Acero en estructuras	21
DESARROLLO DEL TEMA.....	23
Planteo del problema	23
Geometría de la estructura	24
Asignación de cargas	25
Adicional de cargas muertas	25
Asignación de carga viva	28
Parámetros de diseño empleados para definir fuerzas sísmicas	29
Coficiente Sísmico.....	29
Cortante basal de diseño.....	30
Periodo de vibración T.....	30
Peligro y Efectos Sísmicos Locales en Ecuador	31
Configuración en elevación y planta de la estructura.....	35
Derivas de piso.....	37
Cargas no sísmicas	37
Carga muerta.....	37
Carga viva	38
Combinaciones de cargas.....	38
Teoría de Marcos resistentes a momento	39
Demanda por corte	41
Columna fuerte-Viga débil.....	43
Criterio de conexión RBS.....	44
Criterio de conexión WUF-W	45

Diseño de Vigas Principales, Sistema sismo-resistente (SMF)	46
Diseño de Vigas Secundarias	52
Diseño de Columnas, Sistema sismo-resistente (SMF)	57
Diseño de conexión RBS	62
Diseño de la conexión WUF-W	71
Diseño de la Losa Compuesta	77
Análisis y modelado de la estructura en ETABS 2018	85
RESULTADOS	93
CONCLUSIONES	103
Recomendaciones	104
Referencias BIBLIOGRAFICAS	105
ANEXO A: DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES (SMF)	106
ANEXO B: DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS	107
ANEXO C: DISEÑO DE COLUMNAS (SMF)	108
ANEXO D: COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL.	109
ANEXO E: LOSA COMPUESTA.	110
ANEXO F: CONEXIÓN RBS.	111
ANEXO G: CONEXIÓN WUF-W	112

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Cargas de pared.</i>	26
<i>Tabla 2. Datos generales del edificio.</i>	26
<i>Tabla 3. Resumen de cargas de pared.</i>	27
<i>Tabla 4. Peso del edificio.</i>	27
<i>Tabla 5. Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto.</i>	32
<i>Tabla 6. Coeficiente de las ordenadas de desplazamiento para diseño en roca.</i>	33
<i>Tabla 7. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.</i>	33
<i>Tabla 8. Coeficientes para determinar el espectro sísmico.</i>	36
<i>Tabla 9. Cálculo del cortante basal.</i>	36
<i>Tabla 10. Derivas máximas de los pisos.</i>	37
<i>Tabla 11. Detalles del acero que se va a utilizar.</i>	46
<i>Tabla 12. Dimensiones de la viga a utilizar.</i>	47
<i>Tabla 13. Datos geométricos de la viga.</i>	47
<i>Tabla 14. Longitud de la viga.</i>	48
<i>Tabla 15. Chequeo de compacto/no compacto y dúctil/no dúctil.</i>	48
<i>Tabla 16. Chequeo de pandeo lateral torsional.</i>	49
<i>Tabla 17. Demanda/capacidad de momento flexionante.</i>	51
<i>Tabla 18. Demanda de cargas.</i>	51
<i>Tabla 19. Chequeo demanda/capacidad a corte.</i>	52
<i>Tabla 20. Tipo y datos de las vigas secundarias.</i>	53
<i>Tabla 21. Datos geométricos de las vigas secundarias.</i>	53
<i>Tabla 22. Datos de las vigas secundarias.</i>	53
<i>Tabla 23. Chequeo de secciones sísmicas.</i>	54
<i>Tabla 24. Chequeos de demanda de apoyos de la viga.</i>	55
<i>Tabla 25. Chequeo de demanda/capacidad de momento flexionante.</i>	56
<i>Tabla 26. Chequeo de demanda/capacidad a corte.</i>	56
<i>Tabla 27. Datos generales de la columna.</i>	57
<i>Tabla 28. Dimensiones calculadas de la columna.</i>	57
<i>Tabla 29. Chequeo estabilidad ala y alma.</i>	58
<i>Tabla 30. Chequeo estabilidad ala y alma.</i>	59
<i>Tabla 31. Cálculo del diseño a flexo compresión.</i>	60
<i>Tabla 32. Cálculo del diseño a corte.</i>	61
<i>Tabla 33. Tipo de acero y datos de la viga principal.</i>	62
<i>Tabla 34. Datos geométricos de la viga principal.</i>	62
<i>Tabla 35. Datos generales para el diseño de la conexión.</i>	63
<i>Tabla 36. Distancias para el diseño de la conexión RBS.</i>	64
<i>Tabla 37. Módulo de sección plástica.</i>	64
<i>Tabla 38. Momento plástico probable.</i>	65
<i>Tabla 39. Resistencia a corte.</i>	65
<i>Tabla 40. Momento máximo probable.</i>	65
<i>Tabla 41. Momento plástico de la viga.</i>	66
<i>Tabla 42. Resistencia a flexión de la viga.</i>	66

<i>Tabla 43. Resistencia requerida a corte.</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 44. Datos para el diseño de la placa de corte.</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 45. Datos para el diseño de pernos.</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 46. Datos de la columna.</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 47. Verificaciones de la zona de panel.</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 48. Dimensiones de la viga IPE300 y tipo de material.</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 49. Dimensiones de la columna C2 W18X86.</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 50. Límites de precalificación para las vigas.</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 51. Cálculo del diseño de placa de corte.</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 52. Cálculo del diseño de placa de corte.</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 53. Datos de diseño de la losa compuesta.</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 54. Cuantificación de cargas.</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 55. Datos principales de la losa compuesta.</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 56. Cálculo de las condiciones de tramo.</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 57. Cálculo de los esfuerzos de la placa.</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 58. Cálculo de los esfuerzos en el sistema compuesto.</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 59. Cálculo de la resistencia a flexión.</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 60. Cálculo de la resistencia a corte.</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 61. Cálculo del diseño de conectores.</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 62. Cálculo de los modos de vibración.</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 63. Cálculo de la participación de masa.</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 64. Cálculo del pandeo global.</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 65. Cálculo del cortante basal.</i>	<i>96</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Ubicación de Ecuador en América, señalando que la línea ecuatorial pasa por el territorio.</i>	14
<i>Figura 2. Cinturón de fuego del pacifico.</i>	15
<i>Figura 3. Edificación colapsada en Pedernales.</i>	16
<i>Figura 4. Placas tectónicas existentes en el planeta.</i>	17
<i>Figura 5. Dirección de desplazamiento de las placas tectónicas.</i>	18
<i>Figura 6. Momento en el que una placa subduce a la otra.</i>	18
<i>Figura 7. Momento en el que una placa subduce a la otra.</i>	19
<i>Figura 8. Momento en el que una placa subduce a la otra.</i>	19
<i>Figura 9. Distribución de equipos acelerográficos en el Ecuador.</i>	20
<i>Figura 10. Museo Soumaya.</i>	22
<i>Figura 11. Diseño arquitectónico del proyecto, mediante AutoCAD.</i>	23
<i>Figura 12. Diseño digital de la estructura tridimensional en ETABS.</i>	24
<i>Figura 13. Vista del primer piso en un plano X-Y diseñado en ETABS.</i>	28
<i>Figura 14. Carga viva de acuerdo a la ocupación o uso.</i>	29
<i>Figura 15. Ecuación del cortante basal de diseño.</i>	30
<i>Figura 16. Ecuación del cortante basal de diseño.</i>	31
<i>Figura 17. Mapa para zonas sísmicas de Ecuador (Factor Z).</i>	32
<i>Figura 18. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.</i>	34
<i>Figura 19. Amplificación espectral según la región del Ecuador.</i>	35
<i>Figura 20. Configuración estructural en elevación y planta.</i>	35
<i>Figura 21. Espectro elástico de aceleración.</i>	37
<i>Figura 22. Zona de panel en pórticos resistentes a momento.</i>	39
<i>Figura 23. Se observa la forma de la conexión RBS.</i>	40
<i>Figura 24. Se observa cómo se deformará un pórtico resistente a momento con conexión RBS.</i>	40
<i>Figura 25. Se observa que la zona de panel se comporte de esta manera.</i>	41
<i>Figura 26. Se muestra las fuerzas que ocurren en el panel.</i>	42
<i>Figura 27. Dimensiones de un pórtico resistente a momento.</i>	42
<i>Figura 28. Fuerzas internas de un pórtico resistente a momento.</i>	43
<i>Figura 29. Criterio columna fuerte-viga débil.</i>	44
<i>Figura 30. Conexión RBS con sus respectivas distancias.</i>	44
<i>Figura 31. Tipo de conexión WUF-W.</i>	45
<i>Figura 32. Conexión RBS y sus componentes.</i>	63
<i>Figura 33. Ecuaciones para determinar las dimensiones de la conexión RBS.</i>	63
<i>Figura 34. Ecuación del módulo de sección plástica.</i>	64
<i>Figura 35. Tensiones nominales.</i>	68
<i>Figura 36. Distancia mínima al borde.</i>	69
<i>Figura 37. Detalles de la placa simple de la conexión a cortante.</i>	74
<i>Figura 38. Condiciones para la deflexión de la placa.</i>	79
<i>Figura 39. Definición del módulo de elasticidad del hormigón.</i>	85
<i>Figura 40. Definición del Acero A572Gr50.</i>	86
<i>Figura 41. Definición del Acero A653SQGr50.</i>	86

<i>Figura 42. Definición de la sección W18X86-1.</i>	87
<i>Figura 43. Definición de la sección W18X86-1.</i>	87
<i>Figura 44. Definición de la sección IPE 300.</i>	88
<i>Figura 45. Definición de la sección IPE 300.</i>	88
<i>Figura 46. Definición de combinaciones de cargas.</i>	89
<i>Figura 47. Definición de casos de cargas.</i>	89
<i>Figura 48. Demanda/Capacidad de una vista en planta.</i>	90
<i>Figura 49. Demanda/Capacidad de toda la estructura en una vista 3D.</i>	91
<i>Figura 50. Demanda/Capacidad de vigas secundarias.</i>	92
<i>Figura 51. Periodo de modelación.</i>	93
<i>Figura 52. Calibración para el coeficiente C.</i>	97
<i>Figura 53. Estado dinámico en el Espectro X.</i>	97
<i>Figura 54. Estado dinámico en el Espectro Y.</i>	98
<i>Figura 55. Estado dinámico en el cortante basal Sx.</i>	98
<i>Figura 56. Estado dinámico en el cortante basal Sy.</i>	99
<i>Figura 57. Estado del cortante basal Sx.</i>	100
<i>Figura 58. Estado del cortante basal Sy.</i>	101
<i>Figura 59. Estado de la carga espectral X.</i>	102
<i>Figura 60. Estado de la carga espectral Y.</i>	102

INTRODUCCIÓN

Ecuador es uno de los países latinoamericanos que se encuentra dentro del cinturón de fuego, por lo que, todo el país sufre de una alta actividad sísmica debido a dos placas tectónicas la Nazca y la Sur Americana. Para que ocurran los sismos una placa se desliza debajo de la otra, pero muchas veces esto no sucede por años y se va acumulando energía tal que cuando se libera produce los sismos. Es necesario entender que a lo largo de Ecuador existen varios volcanes que cuando están en actividad pueden emitir pequeños sismos y afectar a las ciudades cercanas a los mismos. Es deber de los ingenieros civiles analizar y diseñar estructuras sismo resistentes que puedan soportar estos terremotos, poniendo a salvo muchas vidas humanas y bienes materiales. En el presente escrito se detallará paso a paso el diseño de un edificio de acero estructural con pórticos a momento y dos tipos de conexiones precalificadas en la provincia amazónica Pastaza. Se tomaron aspectos muy importantes como la disponibilidad en el mercado de los tipos de acero que se utilizó para el análisis.

Antecedentes

Ubicación de Ecuador

Ecuador es un país de Sur América que limita al norte con Colombia, al sur con Perú y al oeste con el océano pacífico, cabe recalcar que por el país cruza la línea ecuatorial por lo que estamos en el centro del planeta. Es el país andino con menos extensión, posee un área de 252 000 kilómetros cuadrados.

Está atravesado de norte a sur por La Cordillera de los Andes. Hacia el occidente de los Andes hay tierras bajas que colindan con el Océano Pacífico. Hacia el oriente hay tierras bajas que forman parte de la llanura amazónica y tienen una topografía poco accidentada. Los Andes ecuatorianos se dividen en dos cordilleras principales: (1)

Occidental y (2) Oriental o Real. Están unidas entre sí por una serie de nudos transversales que delimitan valles interandinos (1, 6). Las dos cordilleras alcanzan altitudes por sobre los 5000 m. En la alta Amazonía existen tres ramales de los Andes parcialmente separados de la cordillera oriental, las cordilleras Napo-Galeras, Cutucú y Cóndor. (Varela & Ron, 2020).



Figura 1. Ubicación de Ecuador en América, señalando que la línea ecuatorial pasa por el territorio.

Fuente. Ron, Geografía y clima del Ecuador. 2020. Vía web.

Cinturón de fuego

El cinturón o anillo de fuego del Pacífico está situado en las costas del océano Pacífico y se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica y volcánica en las zonas que abarca. El Cinturón de Fuego se extiende sobre 40.000 km (25.000 millas) y tiene forma de herradura. Tiene 452 volcanes y concentra más del 75% de los volcanes activos e inactivos del mundo.



Figura 2. Cinturón de fuego del pacífico.

Fuente. Pin, Actividad en el Cinturón de Fuego del Pacífico. 2018. Vía web.

Terremotos (teoría)

Se conoce como terremoto al choque de placas tectónicas que están en movimiento o actividad volcánica, muchas de las ocasiones de grandes sismos es cuando las dos placas que deben mantenerse en movimiento una de otra, permanecen estáticas durante varios años y al momento que proceden a deslizarse una con otra, libera una gran energía provocando lo que se conoce por sismos, lo que conlleva que incluso existan asentamientos de varios metros en lugares cercanos al sismo.

Los terremotos son los eventos naturales que más puede dañar una estructura y por ello hay que tener en cuenta al momento de diseñar. Un claro ejemplo es el terremoto registrado en Manabí el 16 de abril del 2016 de 7,8 a escala de Richter. Donde se evidencio que edificios fueron contruidos con arena de mar, agua de mar, poco acero e incluso se encontró conchas de mar en las columnas de los edificios. Cobrando la vida de 657 vidas humanas en Ecuador.



*Figura 3. Edificación colapsada en Pedernales.
Fuente. CNN Español, La huella del terremoto en Pedernales. 2016. Vía web.*

Por otro lado, se tiene registro que en 2010 en Haití perdieron la vida más de 300 000 personas. Estas cifras son alarmantes y preocupa a los gobiernos con países de alto riesgo sísmico, más aún si son países en vías de desarrollo donde no tienen un criterio para realizar una construcción tomando en cuenta estos riesgos.

¿Que son las placas tectónicas?

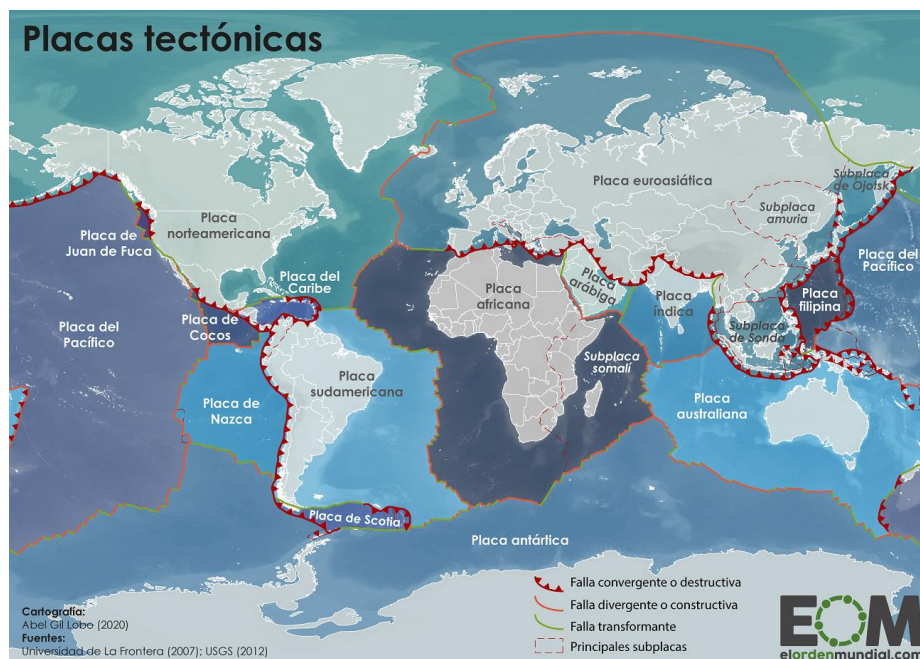
Se denomina placa tectónica a una parte de litósfera que está en constante movimiento sobre la astenosfera. La Tierra tiene 14 placas principales y 43 placas secundarias.

Mapa de placas tectónicas

La teoría de la tectónica de placas permite explicar uno de los elementos fundamentales en el funcionamiento de nuestro mundo. A través de la actividad tectónica se originan los terremotos, así como la mayor parte de los maremotos y la actividad volcánica. De igual manera, ha configurado los continentes, las cordilleras y las fosas; y es fundamental para mantener el planeta habitable mediante el ciclo del carbono (Gil, 2020).

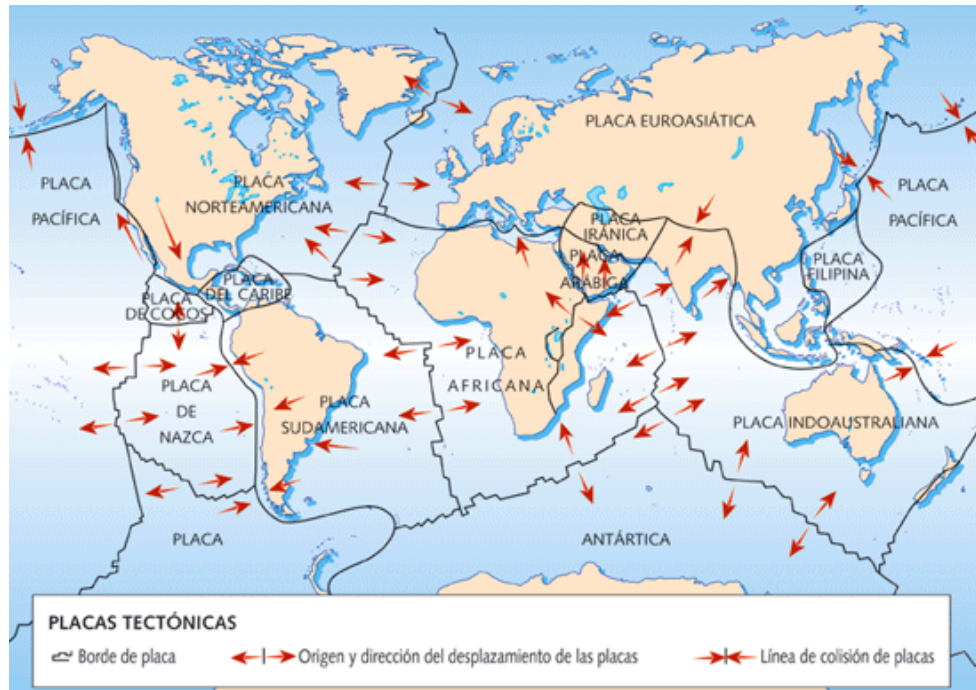
La capa externa de la Tierra, la corteza terrestre, es una delgada superficie de roca sólida que flota sobre otra de roca fundida, el manto. Esta corteza terrestre está formada por la corteza oceánica, que no es más que la parte exterior del manto enfriada y solidificada, y la corteza continental, formada por grandes bloques de rocas cristalinas — como el granito— que son menos densas y flotan sobre el manto. Ambas cortezas se desplazan a causa de las corrientes magmáticas del manto sobre el que flotan, algo no muy diferente a lo que ocurre con las corrientes marinas, y de este desplazamiento surgen choques, fricciones y fracturas en la corteza, lo que da lugar a las placas tectónicas y a los terremotos. En esos límites entre placas tectónicas se dan tres tipos de bordes o fallas: las convergentes, divergentes y transformantes (Gil, 2020).

A continuación, se presenta un mapa de todo el planeta donde se puede evidenciar todas las placas tectónicas existentes.



*Figura 4. Placas tectónicas existentes en el planeta.
Fuente. Gil, El mapa de las placas tectónicas. 2020. Vía web.*

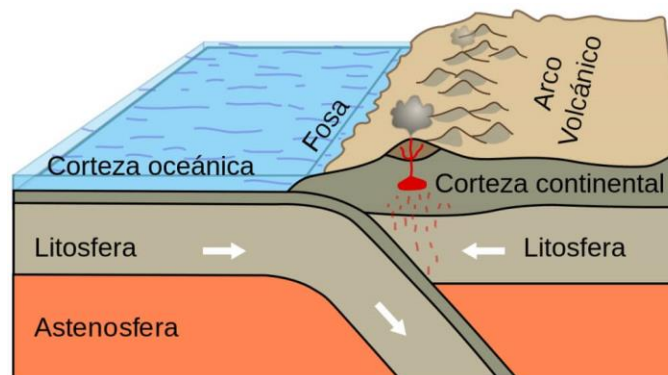
A continuación, se presenta un mapa en donde se puede apreciar en que direcciones se desplaza cada placa y que tipo de contacto provoca.



*Figura 5. Dirección de desplazamiento de las placas tectónicas.
Fuente. Abella, El mapa de las placas tectónicas. 2014. Vía web.*

Existen 3 tipos de contacto:

- Tipo convergente: Es cuando una placa se desliza debajo de la otra placa, las dos placas van en diferente sentido.



*Figura 6. Momento en el que una placa subduce a la otra.
Fuente. Hamilton, ¿Qué tipos de bordes de placas tectónicas existen? 2019. Vía web.*

- Tipo divergente: Cuando las dos placas tienen diferentes direcciones y van dejando un vacío entre ellas.

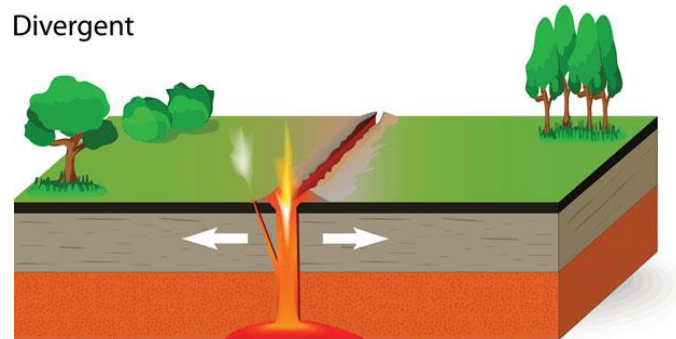


Figura 7. Momento en el que una placa subduce a la otra.

Fuente. Hamilton, ¿Qué tipos de bordes de placas tectónicas existen? 2019. Vía web.

- Por transformación o deslizamiento: Es cuando las dos placas se rozan entre sí. Y van en direcciones diferentes.

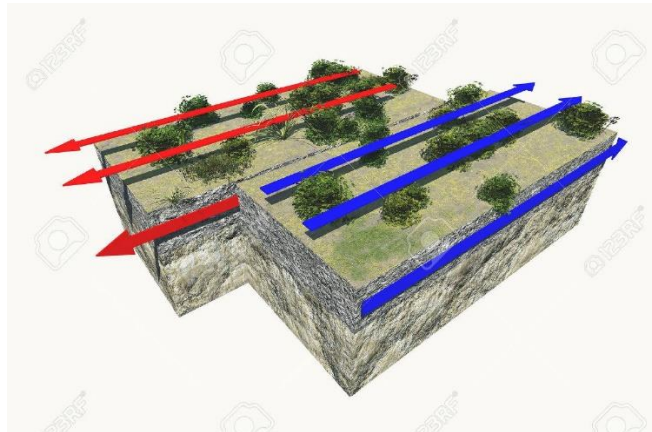


Figura 8. Momento en el que una placa subduce a la otra.

Fuente. Hamilton, ¿Qué tipos de bordes de placas tectónicas existen? 2019. Vía web.

Se puede observar en la imagen que Ecuador está situado entre dos placas, la placa de Nazca que está en subducción con la placa sudamericana. Teniendo un contacto tipo convergente por lo que es un país con alto índice de sismos.

Problemática

Existen tres tipos de fuentes que originan terremotos en el país:

- Subducción de placas tectónicas
- Fallas corticales que es la presión acumulada entre placas
- Actividad volcánica en el país

Debido a esto se ha colocado acelerógrafos a lo largo y ancho del país.



Figura 9. Distribución de equipos acelerográficos en el Ecuador.

Fuente. Chamba, Ubicación de los equipos acelerográficos del país. 2020. Vía web.

Riesgo sísmico por placas tectónicas

Ecuador y toda Sudamérica se ven afectadas en toda la costa del océano pacífico, ya que, tenemos dos tipos de placas tectónicas la placa de Nazca subduce a la placa Sudamericana unos 10 cm al año, lo que provoca, acumulación de presión entre estas placas que al momento de liberar toda esa energía produce los denominados terremotos. Se tiene certeza que en las provincias de Manabí y Esmeraldas son zonas de gran acumulación de presión debido a que

existen largos planos entre placas. No obstante, la principal causa sin lugar a duda es la subducción de las dos placas.

Riesgo sísmico por actividad volcánica

Según el Instituto Geofísico, hasta ahora se han contabilizado 27 volcanes potencialmente activos en el Ecuador, incluidos los volcanes de las islas Galápagos. De estos, siete volcanes continentales (Cayambe, Reventador, Guagua Pichincha, Cotopaxi, Tungurahua, Sangay y Potrerillos- Chacana) y siete volcanes de Galápagos (Marchena, Cerro Azul, Fernandina, Santo Tomás/Volcán Chico, Alcedo, Darwin y Wolf) han tenido erupciones en tiempos históricos, es decir, desde el año 1532 (Chamba, 2020).

Por este motivo, es primordial tomar en cuenta la actividad de los volcanes, más aún, en ciudades o pueblos cercanos a los mismos, diseñando estructuras que resistan sismos.

Acero en estructuras

En la actualidad el acero estructural es uno de los materiales más utilizados en el mundo de la construcción a lo largo del mundo, ya que, es fácil su montaje y menora el tiempo de construcción en sus estructuras. Se debe utilizar mano de obra calificada para el montaje de las estructuras, de igual manera tener personal con experiencia en soldadura, ya que, se necesita una suelda específica para cada tipo de acero.

El acero es muy utilizado en la construcción de maquinarias, herramientas, utensilios, equipos mecánicos, electrodomésticos, y en las estructuras de viviendas, edificios y obras públicas. Las constructoras ferroviarias y los materiales rodantes también se incluyen (Salazar, 2018).

El acero posee una aleación de materiales, contiene 2 o más mezclas de metales, que dependiendo su utilidad va a variar su ductilidad. Está conformado principalmente por hierro y carbono.

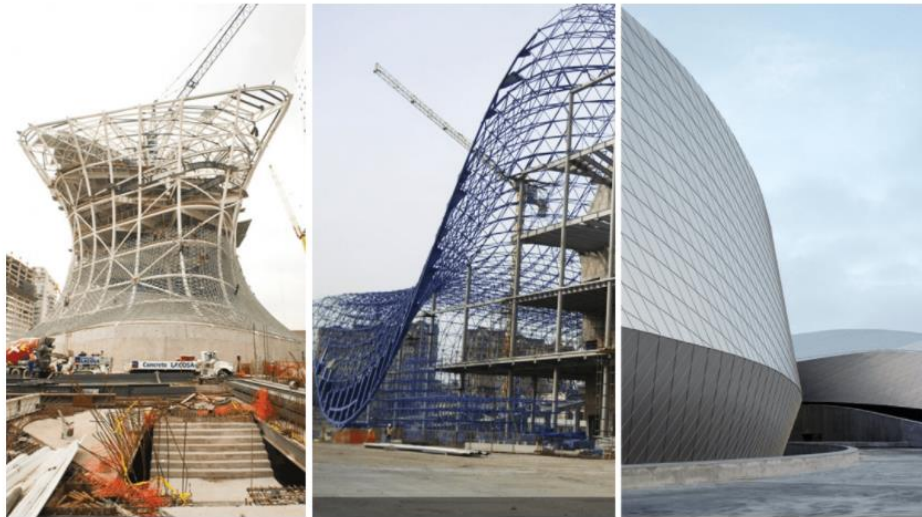


Figura 10. Museo Soumaya.

Fuente. Romero, Plataforma Arquitectura, Museo Soumaya, Ciudad de Mexico, Mexico. 2019.

Vía web.

La versatilidad de las estructuras metálicas ha permitido abstraer las ideas o los conceptos de los proyectos a través de métodos, ya sean analógicos o digitales. Este tipo de arquitectura permite crear diseños complejos y muy atractivos para el ciudadano de a pie. Ahí es donde entra la gran variedad de tipos de esfuerzos que es capaz de soportar la estructura metálica, ya sea por tirantes, perfiles laminados o cerchas (Canova, 2021).

DESARROLLO DEL TEMA

Planteo del problema

Se realiza un análisis y estudio de un edificio de acero con pórticos a momento sismo-resistente en la ciudad de Puyo, situado en la provincia de Pastaza (suelo tipo E), que tenga una apropiada conformidad a los principios de la dinámica estructural, con un periodo de retorno de 475 años, de acuerdo a la NEC, que tenga la capacidad máxima de soportar un sismo probable. Dicha edificación es adecuada para viviendas, y para su construcción se usan pórticos resistentes a cargas sísmicas y cargas gravitacionales. Una alternativa es diseñar todos los marcos de manera sismo resistente, pero resulta demasiado costoso e innecesario hacerlo así, ya que, los valores finales de los desplazamientos y derivas de piso resultan ser muy adecuados y eficientes para el edificio de acero que se ha diseñado, donde se ha verificado que cumpla con los requerimientos establecidos por las normas vigentes respectivas. A continuación, se muestra el diseño del edificio a construirse, en una vista en planta.

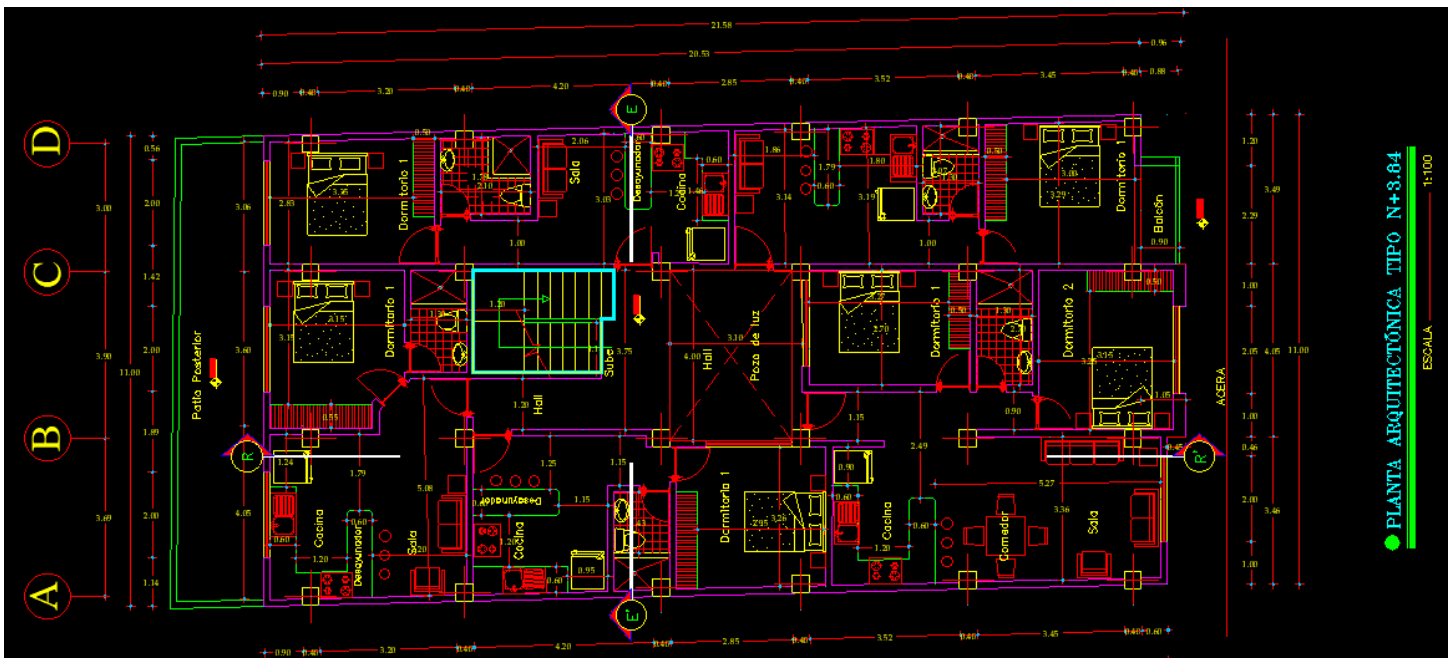


Figura 11. Diseño arquitectónico del proyecto, mediante AutoCAD.

También, se presenta el modelo tridimensional de la estructura, donde se puede observar y divisar cada elemento de la estructura por un color. Se puede distinguir las columnas (internas y externas), vigas principales, vigas secundarias o viguetas, losa compuesta (Steel Deck) y apoyos, mediante la herramienta ETABS.

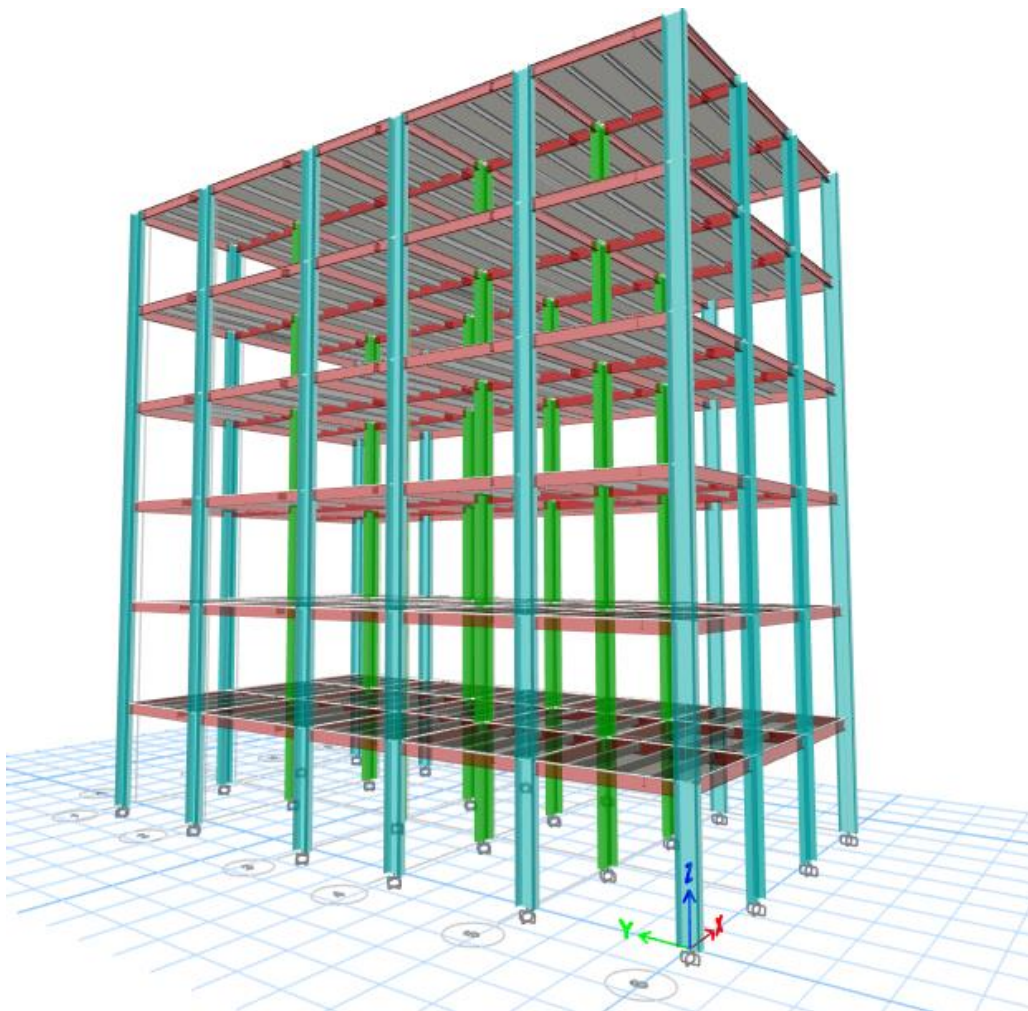


Figura 12. Diseño digital de la estructura tridimensional en ETABS.

Geometría de la estructura

La construcción del edificio sismo-resistente requiere de materiales principales, los cuales son el acero y hormigón. Está compuesta por 6 pisos, con una altura de entrepiso de 3.24 metros

y una altura total de 19.44 metros, el cual, es designado para el uso de viviendas. En la parte de materiales, para columnas se emplean perfiles tipo W, para las columnas externas W18X86-1 y para las columnas internas W18X175. Para las vigas principales se emplean perfiles tipo IPE 300 y para las vigas secundarias o viguetas, se emplea un perfil tipo IPE 200. La losa compuesta se la diseña mediante la tabla de propiedades de Kubilosa (Plataforma especializada en construcción), siendo la más eficiente para el edificio sismo-resistente que se va a construir.

Asignación de cargas

Dead: Peso propio de los materiales. Son cargas que actúan permanentemente sobre la estructura, las cuales están constituidas por los pesos de todos los elementos.

Adicional de cargas muertas

En base al diseño arquitectónico se ha determinado las cargas gravitacionales que se encontrarán permanentemente sobre la losa y elementos estructurales, mismas que son pertenecientes al peso de producido por la mampostería según la distribución arquitectónica.

Tabla 1. Cargas de pared.

PARED TIPO 1		PARED TIPO 2	
Pared X (m)	43.89	Pared X (m)	2.5
Pared Y (m)	78.82	Pared Y (m)	0.9
Largo (m)	1	Largo (m)	1
Alto (m)	2.68	Alto (m)	1.2
Espesor (m)	0.15	Espesor (m)	0.15
Densidad kg/m ³	1300	Densidad kg/m ³	1300
Peso (Kg)	522.60	Peso (Kg)	234.00
PARED TIPO 3			
Pared X (m)	6.28		
Pared Y (m)	0.45		
Largo bloque (m)	1	Largo (m)	1
Alto bloque (m)	1	Alto (m)	1.68
Espesor bloque (m)	0.15	Espesor (m)	0.006
Densidad bloque (kg/m ³)	1300	Densidad kg/m ³	2500
Peso (Kg)	195	Peso (Kg)	25.2
PARED TIPO 4			
Pared X (m)	3.45		
Pared Y (m)	5.25		
Largo bloque (m)	1	Largo vidrio (m)	1
Alto bloque (m)	1.4	Alto vidrio (m)	1.28
Espesor bloque (m)	0.15	Espesor (m)	0.006
Densidad bloque (kg/m ³)	1300	Densidad kg/m ³	2500
Peso (Kg)	273	Peso (Kg)	19.2
PARED TIPO 5			
Pared X (m)	6.2		
Pared Y (m)	2.45		
Largo bloque (m)	1	Largo (m)	1
Alto bloque (m)	1.6	Alto (m)	1.08
Espesor bloque (m)	0.15	Espesor (m)	0.006
Densidad bloque (kg/m ³)	1300	Densidad kg/m ³	2500
Peso (Kg)	312	Peso (Kg)	16.2

A continuación, se presenta información de forma tabulada, de características generales del edificio, sus cargas y pesos totales, los mismos que se detallan en las siguientes tablas:

Tabla 2. Datos generales del edificio.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO		
# pisos	6	
Ubicación	Provincia de Pastaza	
Uso del edificio	Viviendas	
Altura de Piso	3.24	m
Altura Total Edificio	19.44	m

Tabla 3. Resumen de cargas de pared.

RESUMEN DE CARGAS			
122.71	64128.246	kg	PARED 1
3.4	795.6	kg	PARED 2
6.73	1481.946	kg	PARED 3
8.7	2542.14	kg	PARED 4
8.65	2838.93	kg	PARED 5
SUMA PAREDES	71786.862	333.768	kg/m2

Tabla 4. Peso del edificio.

TABLE: Material List by Section Property				
Section	Object Type	Number Pieces	Length	Weight
			m	kgf
IPE200	Beam	556	1023.353	22892.19
IPE300	Beam	228	842.6072	31739.84
W18X175	Column	48	155.52	40479.37
W18X86-1	Column	96	311.04	39849.34
Placa Deck	Floor			220083.62
Placa Deck	Metal Deck			7938.3
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA SIN STUDS NI LATERAL BRACING				362982.66

El peso a asignar de ACM será de 333.7681 kg/m². Dicha carga se asignará sobre la losa al ser un elemento tipo “membrane” transmite las cargas directamente a los elementos estructurales. En el último piso como losa inaccesible no se colocará Adicional de Carga Muerta. En seguida, se muestra una vista del primer piso, donde se puede observar su geometría, dimensiones y cargas agregadas.

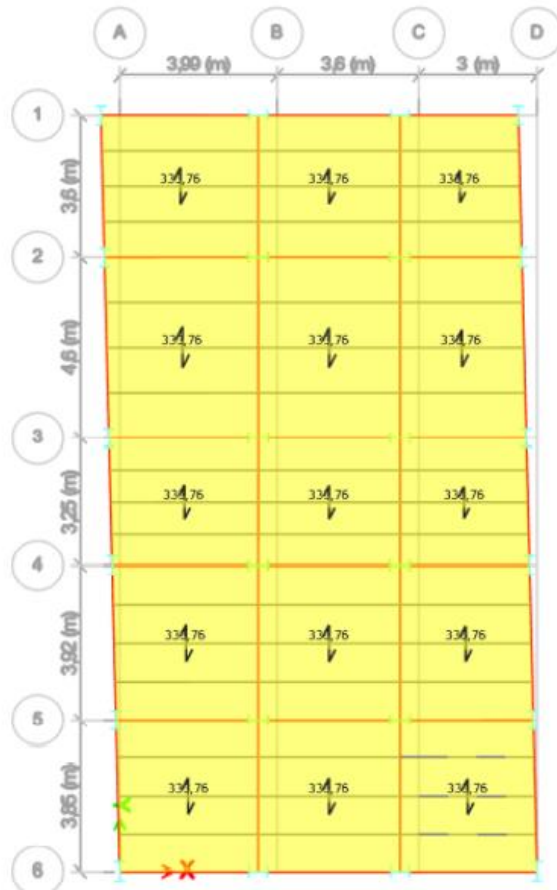


Figura 13. Vista del primer piso en un plano X-Y diseñado en ETABS.

Asignación de carga viva

Según la NEC-SE-CG-Cargas sísmicas, para determinar la carga viva para los cálculos, se debe tomar en cuenta varios factores que influyen y que conforman esta carga, siendo el peso de las personas, muebles, mercadería en transición, accesorios y equipos temporales o móviles, entre otras. (2015, p. 5).

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		

Figura 14. Carga viva de acuerdo a la ocupación o uso.

Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

La asignación para los 5 primeros pisos fue de 200kg/m² al tratarse del último piso como losa inaccesible se colocará una carga de 70 kg/m².

Parámetros de diseño empleados para definir fuerzas sísmicas

Coefficiente Sísmico

Mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), se presenta los requerimientos, parámetros y metodologías que se debe aplicar en un diseño sismo-resistente, principalmente de edificios que se complementan por normas extranjeras reconocidas.

Cortante basal de diseño

Mediante el cálculo del cortante basal de diseño (método 1), se puede comprender el comportamiento sísmico al que se somete una estructura, donde se rige a varios parámetros que ya fueron mencionados con anterioridad, los cuales son planteados por la NEC. Entonces, se calcula con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 15. Ecuación del cortante basal de diseño.

Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

Periodo de vibración T

De acuerdo a la NEC 15, el valor de $I=1$ de acuerdo al coeficiente de importancia de una estructura no esencial. Para determinar el coeficiente de reducción de resistencia sísmica, se chequea en la Tabla 15 de la NEC-SE-DS, donde el valor de $R=8$, que corresponde a Pórticos Resistentes a Momento, es decir, “pórtico especial sísmo-resistente de acero laminado en caliente y con elementos armados de placas”. Entonces,

para determinar el periodo de vibración de una forma aproximada, se usa la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Periodo de vibración

Figura 16. Ecuación del cortante basal de diseño.

Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

Peligro y Efectos Sísmicos Locales en Ecuador

Los requisitos y procedimientos se determinan mediante la zona sísmica del Ecuador, en el área donde se va a construir la estructura, y se debe considerar, el tipo de suelo, el uso e importancia de la estructura, el tipo de sistema y la configuración a utilizarse en la estructura. Para el caso de estructuras normales, se debe diseñar para una resistencia que tenga la capacidad de soportar desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, donde se considera la respuesta inelástica, la ductilidad, la redundancia y la resistencia inherente de la estructura. Para el caso de estructuras esenciales y de ocupación especial, se debe verificar el comportamiento inelástico para varios niveles de terremotos. Las fuerzas sísmicas de diseño son las que determinan la resistencia mínima de diseño para todas las estructuras.

Para determinar el coeficiente que depende del tipo de edificio, se debe saber que se diseñará para una “Estructura de acero sin arriostramiento”, por lo tanto, su valor es $C_t = 0.072$, con un valor de alfa de $\alpha = 0.8$.

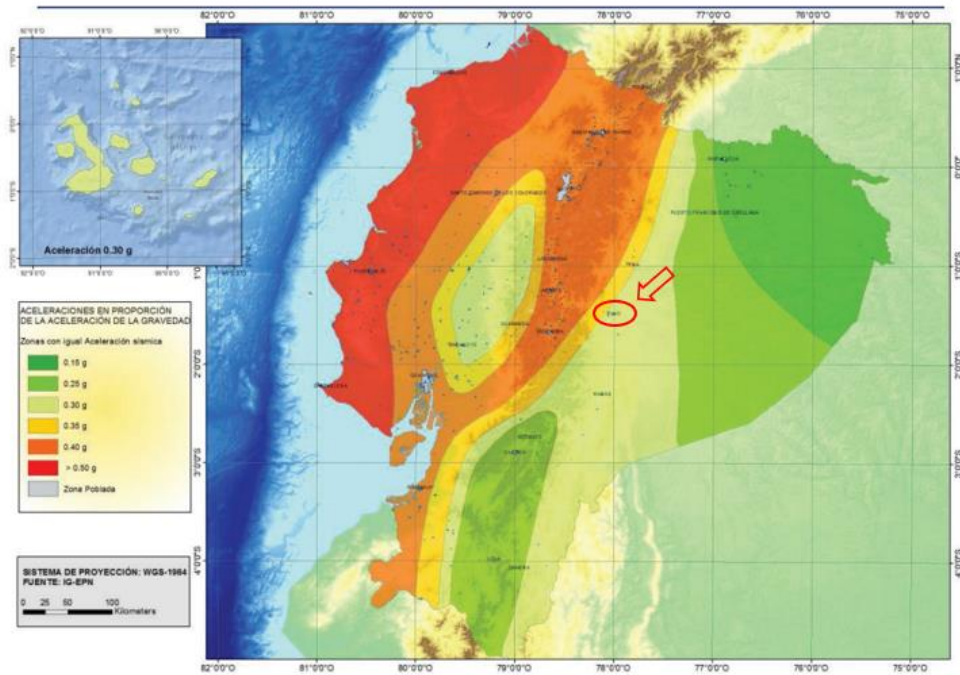


Figura 17. Mapa para zonas sísmicas de Ecuador (Factor Z).
Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Ecuador, el factor de zona Z, para un tipo de suelo E (suelo arcilloso), corresponde a un valor de $Z=0.3$ para la ciudad de Puyo. Una vez definidos estos parámetros, se puede determinar los coeficientes de perfil del suelo F_a , F_d y F_s , mediante las siguientes tablas:

Tabla 5. Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto.
Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

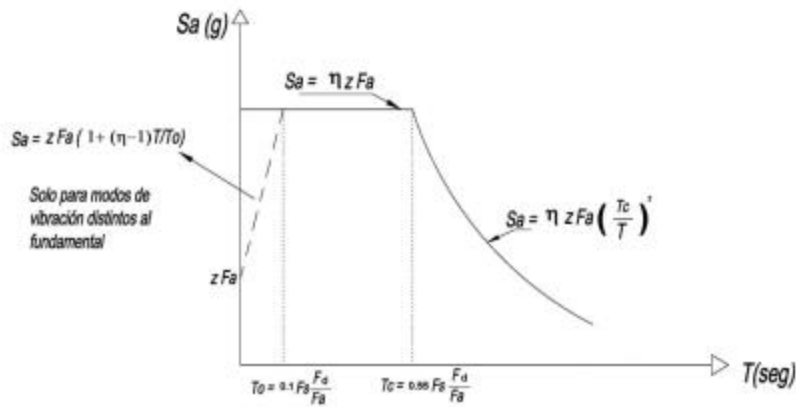
*Tabla 6. Coeficiente de las ordenadas de desplazamiento para diseño en roca.
Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

*Tabla 7. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.
Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Luego, se determina el espectro de respuesta elástico en aceleraciones S_a , con los datos de los coeficientes anteriores, el mismo que se expresa en función de la gravedad para el nivel que corresponde el sismo de diseño.



Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_a	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 18. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.
 Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

Para determinar el valor del factor r que se usa para el espectro de diseño elástico, éste depende de la ubicación geográfica donde se va a construir el edificio, que corresponde a un tipo de suelo E, por lo que su valor es igual a $r=1.5$. De igual forma, el coeficiente de amplificación espectral varía dependiente de la región, que en este caso corresponde a la región de las provincias del Oriente.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Figura 19. Amplificación espectral según la región del Ecuador.
Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

Configuración en elevación y planta de la estructura

En cuanto a la configuración estructural, se presenta un centro de rigidez o centro de masa en planta (simetría), por lo que, la configuración de los niveles en elevación es constante, por lo tanto, no presentan irregularidades. Entonces, los factores ϕ_P y ϕ_E tienen el valor de 1.

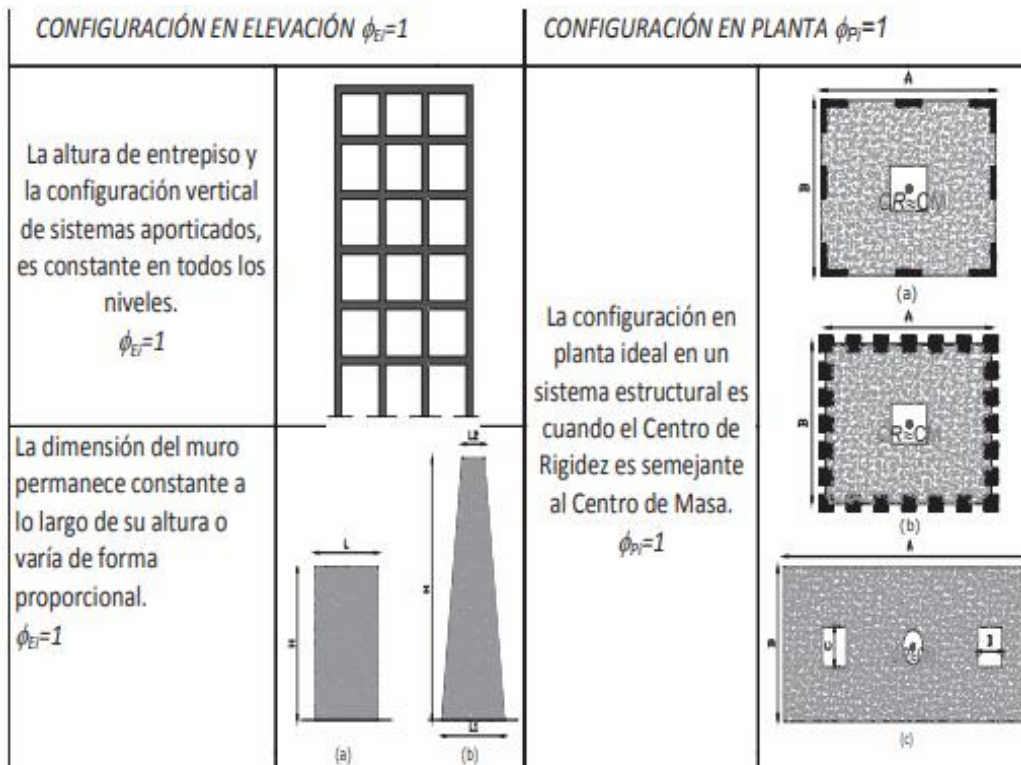


Figura 20. Configuración estructural en elevación y planta.
Fuente. Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas) 2015.

Con los valores obtenidos y detallados en la siguiente tabla, se determina el cortante basal estático al cual se somete la estructura ante un posible evento sísmico. Los valores son calculados de manera aproximada y, son los siguientes:

Tabla 8. Coeficientes para determinar el espectro sísmico.

ESPECIFICACIONES NEC 2015		
Factor de importancia	I=	1.000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	III
Valor de factor Z	Z=	0.300
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	E
Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.250
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.700
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.700
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.500
Relación de amplificación espectral	η =	2.600
Altura de la edificación en metros	hn=	19.440
Tipo Estructura	De Acero sin arriostramientos	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.072
Alfa	α =	0.800
Periodo de Vibracion Metodo 1	Ta CODIGO=	0.773
Periodo de Vibracion Metodo 2	1.3 * Ta Codigo	1.005
Periodo Límite de Vibración	To=	0.231
Periodo de Vibracion	Ta=	0.773
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	1.272
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k=	1.137
Aceleración Espectral	Sa(Ta)=	0.975
Coeficiente de Reduccion de Respuesta Estructural	R=	8
Irregularidad en planta	ΦP =	1.000
Irregularidad en elevación	ΦE =	1.000
	V=	0.122

Tabla 9. Cálculo del cortante basal.

Cotante Basal Período NEC		Cotante Basal Período Máximo		Cotante Basal Período Software	
T	0.773	Tmax (1.3T)	1.005	Tmodal (s)	0.878
Sa (T)	0.975	Sa (Tmax)	0.975	Sa (Tmodal)	0.975
V	0.975	V (Tmax)	0.122	V (Tmodal)	0.122
k	1.137	k(max)	1.253	k(modal)	1.189
Wr	217.653	V min	21.221		

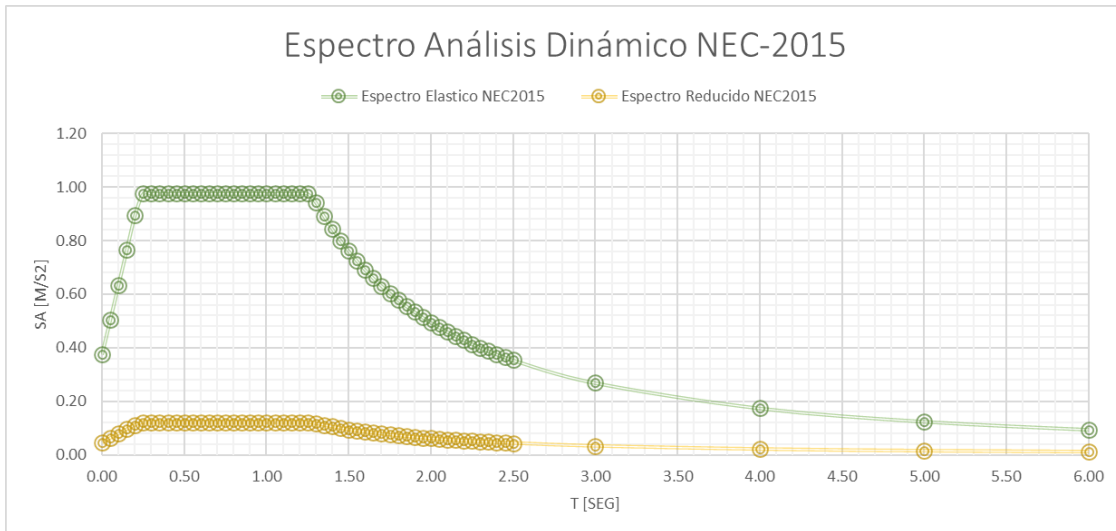


Figura 21. Espectro elástico de aceleración.

Derivas de piso

Se determinan las derivas para cada piso y, tomando los valores máximos de las derivas estáticas y dinámicas se hace una tabla, las mismas que no exceden el máximo permisible, es decir, que todas cumplen y son menores al 2% según la NEC 2015.

Tabla 10. Derivas máximas de los pisos.

DERIVAS MÁXIMAS DE LOS PISOS			CHECK
Max Espect X	0.002716	1.630%	OK
Max Espect Y	0.00252	1.512%	OK
Max Sx	0.003002	1.801%	OK
Max Sy	0.002978	1.787%	OK

Cargas no sísmicas

Carga muerta

Estas cargas, determinadas como muertas o permanentes, están constituidas por los pesos de los elementos estructurales que se encuentran integrados de forma permanente a la estructura.

Carga viva

Estas cargas están constituidas por los pesos en la estructura de forma temporal, es decir, que no se encuentran todo el tiempo sobre la estructura, como personas, accesorios móviles, equipos, etc.

Combinaciones de cargas

Según lo establecido por la NEC SE DS, NEC SE AC, AISC 360 se colocarán las siguientes cargas combinaciones esenciales, de las cuales se ha tomado las más importantes y se ha agregado otras más para garantizar que la resistencia iguale o exceda los efectos de las combinaciones más críticas.

- 1,4D
- 1,2D+1,6L
- 1,2D+L+Sx
- 1,2D+L-Sx
- 1,2D+L+Sy
- 1,2D+L-Sy • 0,9D+Sx
- 0,9D-Sx
- 0,9D-Sy
- 0,9D+Sy
- 0,9D+Espect. X
- 0,9D- Espect. X
- 0,9D - Espect. Y
- 0,9D + Espect. Y

Donde:

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

Espect X = Carga Espectral en dirección X

Espect Y = Carga Espectral en dirección Y

Sx = Cortante Basal sísmico en dirección X

Sy = Cortante Basal sísmico en dirección Y

Teoría de Marcos resistentes a momento

Los pórticos que resisten a momento están conformados por tres partes fundamentales como se puede apreciar a continuación:



Figura 22. Zona de panel en pórticos resistentes a momento.

Fuente. Hernández, Revisión y aplicación de la zona de panel en los pórticos resistentes a momento de acero. 2019. Vía web.

Donde claramente se puede apreciar que un pórtico está conformado por columnas, vigas, y el sector de anclaje donde se va a unir estos dos elementos con alguna conexión precalificada que sería el sector del nodo.

Cuando se realiza el diseño de los pórticos resistentes a momento de acero, tanto intermedios como especiales, es fundamental plantear la revisión de la zona del panel, que representa la parte interna de la junta viga-columna en las conexiones a momento, a fin de limitar que se produzca una falla frágil por una inadecuada resistencia al corte en dicha zona, debido a la acción sísmica (Hernández, 2019).

Lo que se desea es que las fallas sucedan en las vigas, mas no en las columnas. Provocando rotulas plásticas por flexión en las vigas.

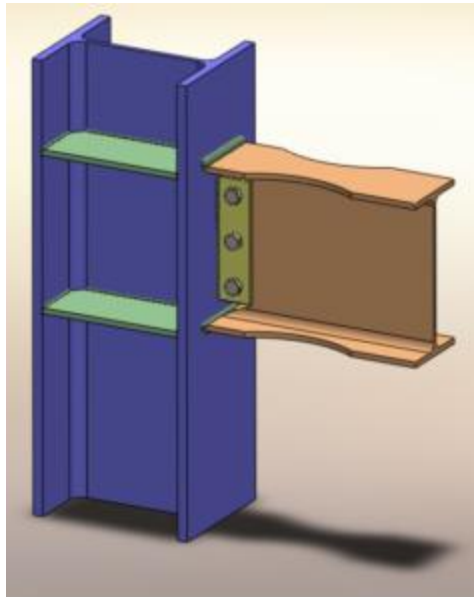


Figura 23. Se observa la forma de la conexión RBS.

Fuente. Hernández, *Revisión y aplicación de la zona de panel en los pórticos resistentes a momento de acero*. 2019. Vía web.

A continuación, se aprecia como la estructura se deformará ante un sismo, se puede ver que las columnas no fallan, el fallo se da en las vigas.

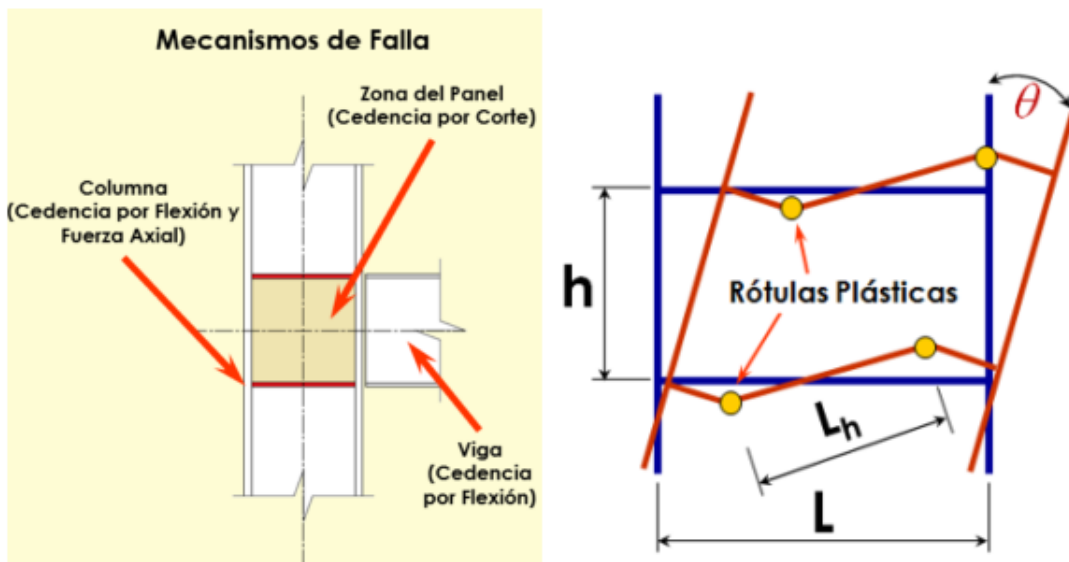


Figura 24. Se observa cómo se deformará un pórtico resistente a momento con conexión RBS.

Fuente. Hernández, *Revisión y aplicación de la zona de panel en los pórticos resistentes a momento de acero*. 2019. Vía web.

En la zona de panel, se esperará que ocurra el siguiente comportamiento, donde se ve afectado por fuerza a corte.



*Figura 25. Se observa que la zona de panel se comporte de esta manera.
Fuente. Hernández, Revisión y aplicación de la zona de panel en los pórticos resistentes a momento de acero. 2019. Vía web.*

Demanda por corte

La resistencia requerida en la zona del panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo esperado que actúa en la misma. La resistencia de diseño a corte estará definida por ϕV_Rv (Hernández, 2019).

A continuación, se puede apreciar las fuerzas internas que se producen en el panel:

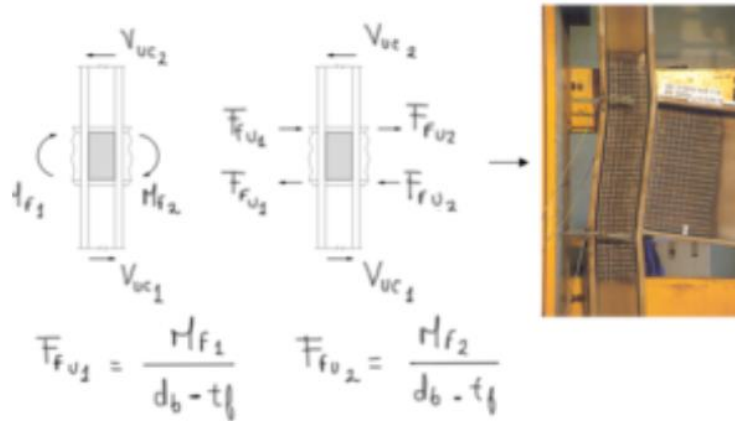


Figura 26. Se muestra las fuerzas que ocurren en el panel.

Fuente. Hernández, *Revisión y aplicación de la zona de panel en los pórticos resistentes a momento de acero*. 2019. Vía web.

En la siguiente imagen se puede observar los elementos que conforman un pórtico resistente a momentos donde L es la distancia del centro de columna a la otra columna. Lb es la distancia que va a tener la viga. Por otro lado, hc va a ser la altura de piso sin tomar en cuenta el espesor de la viga. Y finalmente, hpz es la altura de viga y por ende la altura de la conexión precalificada para el pórtico.

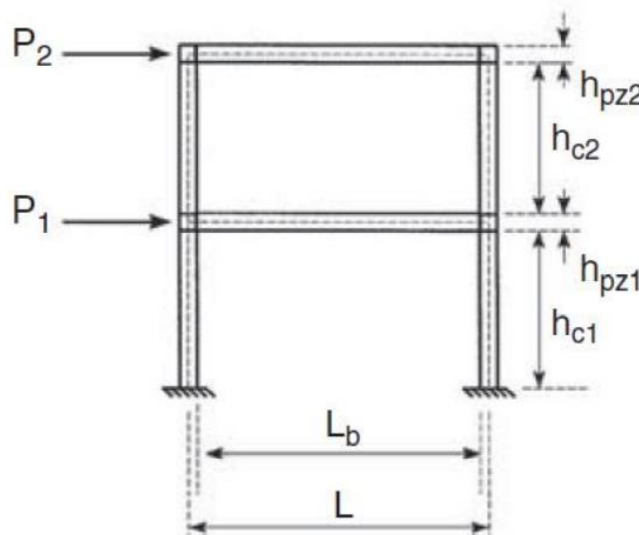


Figura 27. Dimensiones de un pórtico resistente a momento.

Fuente. Bruneau M., Uang C. & Sabelli R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. Second Edition. Mc Graw Hill.

A continuación, se ve un ejemplo de como son los esfuerzos en un pórtico a momento cuando este es sometido a cargas laterales, en donde se puede apreciar esfuerzos axiales, momentos por flexión y fuerzas cortantes. Se puede observar que los momentos ocurridos en los extremos son mucho mayores a comparación a los fuerza axiales y cortantes, pero si deben tomar en cuenta al momento de realizar el diseño.

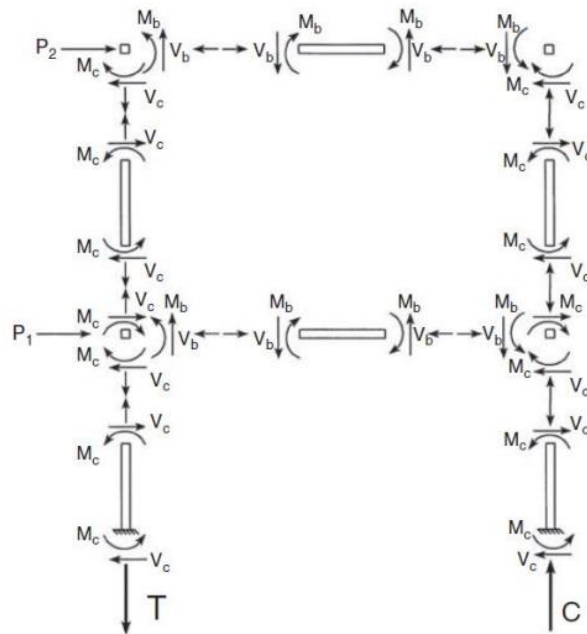


Figura 28. Fuerzas internas de un pórtico resistente a momento.

Fuente. Bruneau M., Uang C. & Sabelli R. (2011). Ductile Design of Steel Structures. Second Edition. Mc Graw Hill.

Columna fuerte-Viga débil

El criterio de columna fuerte – viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los PEM cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el

sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía (Normativa Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Con la siguiente ecuación se puede satisfacer el criterio de viga débil-columna fuerte:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$ La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

$\sum M_{pv}^*$ La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

Figura 29. Criterio columna fuerte-viga débil.
Fuente. NEC NEC-SE-AC: Estructuras de Acero. 2015. Vía web.

Criterio de conexión RBS

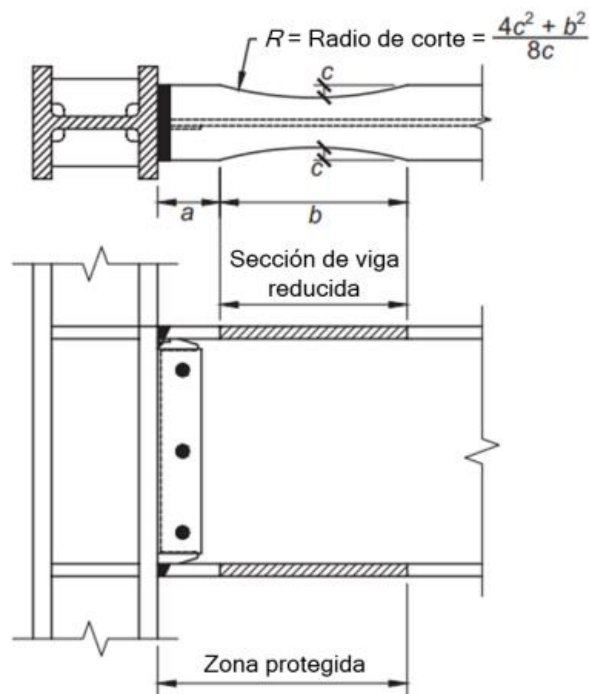


Figura 30. Conexión RBS con sus respectivas distancias.
Fuente. AISC 358. (2016). Capítulo 5.

Al momento de diseñar una conexión es de vital importancia definir el tipo a utilizar, ya que de ésta depende en gran parte el comportamiento de la estructura. Los elementos de conexión pueden ser rígidos de forma sustancial, de manera que los extremos de todos los miembros conectados no sólo se trasladen, sino que también giren en forma idéntica; estas conexiones conocidas como rígidas o resistentes a momento, tienen la capacidad de transmitir, tanto momento a flexión, como fuerza cortante de un miembro a otro (Pannillo, Chacón, & Riera, 2018).

En el caso de la conexión RBS se corta parte de las alas en forma de una parábola como se puede observar en la imagen de arriba, es característico de la conexión, también se debe calcular las distancias a , b y c las cuales sirven para diseñar la conexión. En la sección de viga reducida es donde va a ocurrir la rotura plástica, es decir, en esa zona va a ocurrir el fallo de la viga cuando sean sometidas a un sismo, siempre precautelando que las columnas permanezcan casi intactas y pueda la gente evacuar sin que exista pérdidas humanas.

Criterio de conexión WUF-W

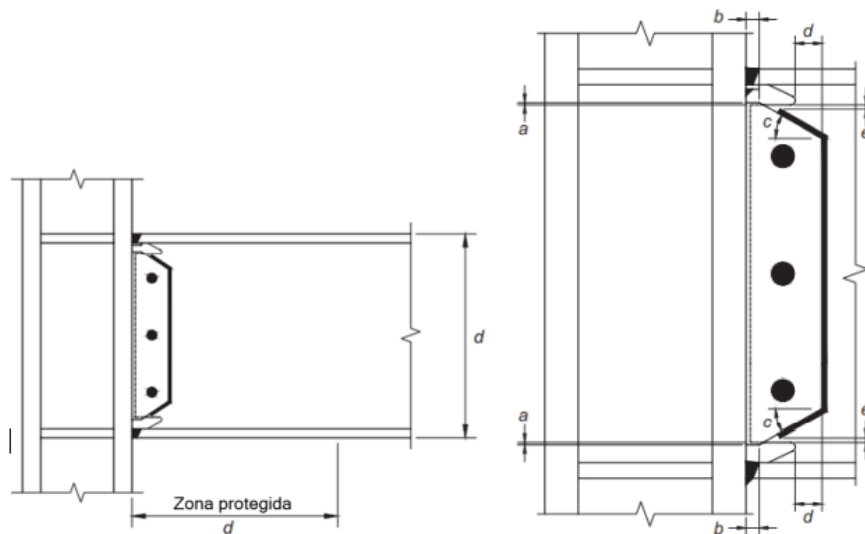


Figura 31. Tipo de conexión WUF-W.

Fuente. American Institute of Steel Construction (AISC 358-16).

La conexión a momento a momento de aleta no reforzada soldada-alma soldada (WUF-W) es una conexión a momento totalmente soldada, en la cual las aletas y el alma de la viga se sueldan directamente a la aleta de la columna. Un número de conexiones a momento soldadas que comenzaron a usarse después del sismo de Northridge de 1994, tales como la de sección de viga reducida y conexiones con refuerzo de la aleta de la viga, fueron diseñadas para alejar la articulación plástica de la cara de la columna (Pannillo, Chacón, & Riera, 2018).

Por lo tanto, el tipo de conexión a momento WUF-W se encuentra justo en la cara de la columna, la articulación plástica va a ocurrir en la unión entre la viga y columna, siendo el valor de $S_h = 0$ valor que se toma con el fin de simplificar los cálculos de diseño. El procedimiento de diseño abarca, en su mayoría verificaciones típicas con respecto a las placas de continuidad, la relación de momento entre viga y columna, la resistencia a cortante, tanto para la zona de panel como para la viga. En fin, se evita a toda costa de que ocurra una fractura y, para ello existen criterios y características detalladas con mayor profundidad en la norma AISC 358-16 que cumplan con el fin de brindar un buen nivel de desempeño.

Diseño de Vigas Principales, Sistema sismo-resistente (SMF)

Para empezar, se utilizó un tipo de acero grado 50 con su respectivo módulo de elasticidad, como se puede apreciar en la siguiente tabla:

Nota: Los datos en gris se debe colocar manualmente.

Tabla 11. Detalles del acero que se va a utilizar

Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²

Se debe colocar los datos de la viga:

Tabla 12. Dimensiones de la viga a utilizar.

Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1,07	cm
h	30	cm
tw	0,71	cm
Cb	1,0	

Donde,

bf: Longitud de las alas.

tf: Espesor de las alas.

h: Altura de la sección transversal.

tw: espesor del alma.

Cb: Amplificador de momento.

Tabla 13. Datos geométricos de la viga.

IPÉ	300	40,7
A	51,88	cm ²
I _x	7998,99	cm ⁴
I _y	602,71	cm ⁴
S _x	533,27	cm ³
S _y	80,36	cm ³
Z _x	602,10	cm ³
Z _y	123,89	cm ³
r _x	12,42	cm
r _y	3,41	cm
f _y	3513,7	kg/cm ²
h _o	28,93	cm
r _{ts}	4,04	cm
J _c	9,70	cm ⁴
ct ₂	0,00063	-
L _r	412	cm

Donde,

A: Área

I: Inercia en X y en Y

S: Modulo de sección elástico en X y Y

Z: Modulo plástico en X y Y

r: Radio de giro en X y Y

fy: Resistencia del acero

ho: Distancia entre patín y patín

rts: Radio de giro para vigas doblemente reforzadas

Jc: Momento polar de inercia

Lr: Límite superior $L_p < l_b \leq L_r$

Se realiza el análisis para una viga representativa del modelo.

Nota: los valores en las celdas gris se deben colocar manualmente.

Tabla 14. Longitud de la viga.

Geometría de la viga		
Lv	5,7	m

Lv: Longitud de la viga.

Verificación de las secciones sísmicas.

Tabla 15. Chequeo de compacto/no compacto y dúctil/no dúctil.

Chequeo Secciones Sísmicas		
cte	24,45	
b/t	7,46	COMPACT
bf/2tf	7,01	
cw1	59,91	DUCTIL
h/tw	42,2535211	

Se verifica que la sección sí es compacta y dúctil.

$$\frac{b}{t} = 0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

$$\frac{b}{t} = 7,46$$

$$\frac{bf}{2 * tf} = \frac{15}{2 * 1.07}$$

$$\frac{bf}{2 * tf} = 7,01$$

Para IPE 300: $\frac{bf}{2*tf} = 7.01 < \frac{b}{t} = 7.46 \dots$ LA SECCIÓN ES COMPACTA.

$$C_{w1} = 2,57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

$$C_{w1} = 59.91$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{0.71}$$

$$\frac{h}{t_w} = 42.25$$

Para IPE 300: $\frac{h}{t_w} = 42.45 < 59.91 \dots$ LA SECCIÓN ES DÚCTIL.

Verificación del pandeo lateral torsional

Tabla 16. Chequeo de pandeo lateral torsional.

Chequeo Pandeo Lateral Torsional		
Lb	446,86	in
Lb	175,93	cm
Lb	37,24	ft
L min	142,5	cm
L min	56,10	in
Mr	2020,83	kip-in
Mr	23,28	T-m
Prb	0,55	kips
Prb	38,65	kg/cm2
Longitud de apoyo		
Espaciamiento	11,5	ft
L	57,45	in
L	4,79	ft
L	145,91	cm
OK		
Apoyo Nodal		
β_{br}	41,18	k/in
β_{br}	47434,71	kg/cm
θ	11,62	grados
Rigidez del apoyo		
K	716392,60	kg/cm
OK		

Lb: Máximo desplazamiento entre apoyos.

$$L_b = 0,095 * r_y * E / (R_y * F_y)$$

$$L_b = 175,93 \text{ cm}$$

L min: Distancia mínima entre apoyos.

$$L_{min} = \frac{L_v}{4} * 100$$

$$L_{min} = 142,5 \text{ cm}$$

Mr: Momento resistente.

$$Mr = R_y * Z_e * F_y \text{ donde } R_y M_r = R_y * Z_e * F_y \text{ donde } R_y = 1,1$$

$$M_r = 23,28 \text{ T - m}$$

Prb: Fuerza aproximada del apoyo.

$$P_{rb} = 0,02 \frac{M_r * C_d}{h_o}$$

$$P_{rb} = 38,65 \text{ kg/cm}^2$$

L: Longitud de apoyo.

$$L = \sqrt{\left(\frac{\text{Espaciamiento}}{r_x}\right)^2 + (h)^2}$$

$$L = 145,91 \text{ cm}$$

Verificación de longitud de apoyo

$$L = 145,91 \text{ cm} > L_{min} = 142,5 \text{ cm}$$

Si $L > L_{min}$... CUMPLE

Si $L < L_{min}$... AUMENTE LA DISTANCIA DE APOYO

Verificación de apoyo nodal

Bbr: Apoyo Nodal (rigidez unitaria).

$$\beta br = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 * M_r * C_b}{L_b * h_o} \right)$$

$$\beta br = 47434,71 \frac{kg}{cm}$$

θ : Angulo.

$$\text{Arctan} = \frac{h}{L}$$

$$\theta = 11,62 \text{ grados}$$

K : Rigidez del apoyo.

$$K = \frac{A * E}{L} * \text{COS}^2 \theta$$

$$K = 716392,60 \frac{kg}{cm}$$

Verificación de rigidez de apoyo

$$K = 716392,60 \frac{kg}{cm} > \beta br = 47434,71 \frac{kg}{cm}$$

Si $K > \beta br$... CUMPLE

Si $K < \beta br$... SELECCIONE OTRO PERFIL

Verificación Demanda/Capacidad para el momento flexionante

Tabla 17. Demanda/capacidad de momento flexionante.

Chequeo D/C Momento flexionante		
Lp	147	cm
ϕMp	1904036	kg-cm
	19,04	t-m
D/C	0,318	

Tabla 18. Demanda de cargas.

Demanda de cargas		
MD	6,06176	T-m
VD	8,54355	T

Lp: Apoyo lateral superior de la viga secundaria.

ϕM_p : Momento plástico.

Verificación demanda/capacidad momento flexionante

$$\frac{D}{C} = \frac{M_D}{\phi M_p} < 1$$

$$\frac{D}{C} = 0,318 < 1 \dots \text{CUMPLE}$$

Verificación demanda/capacidad a corte

Tabla 19. Chequeo demanda/capacidad a corte.

Chequeo D/C a corte		
ϕV_n	44,905	T
D/C	0,190	

$$\frac{D}{C} = \frac{V_D}{\phi V_n} < 1$$

$$\frac{D}{C} = 0,19 < 1 \dots \text{CUMPLE}$$

Diseño de Vigas Secundarias

A continuación, se detalla el tipo de acero con su módulo de elasticidad y dimensiones de la viga secundaria.

Nota: Los datos en gris se debe ingresar manualmente

Tabla 20. Tipo y datos de las vigas secundarias.

Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de viga		
bf	10	cm
tf	0,85	cm
h	20	cm
tw	0,56	cm
Cb	1,0	-

Propiedades geométricas de la viga secundaria. Ocupando una viga IPE 200.

Tabla 21. Datos geométricos de las vigas secundarias.

IPE	200	21,4
A	27,25	cm ²
Ix	1845,59	cm ⁴
Iy	141,93	cm ⁴
Sx	184,56	cm ³
Sy	28,39	cm ³
Zx	209,66	cm ³
Zy	43,93	cm ³
rx	8,23	cm
ry	2,28	cm
fy	3513,7	kg/cm ²
ho	19,15	cm
rts	2,71	cm
Jc	3,22	cm ⁴
ct ²	0,00091	-
Lr	289	cm

A continuación, se detalla la longitud de las vigas de igual forma el número de vigas secundarias:

Tabla 22. Datos de las vigas secundarias.

Geometría de la vigas secundarias		
Lv	4,5	m
Lt principal	4	m
N. Vigas	3	m

Verificación de las secciones sísmicas

Se chequea las secciones sísmicas, determinando su ductilidad y si es compacta.

Tabla 23. Chequeo de secciones sísmicas.

Chequeo Secciones Sísmicas		
cte	24,447	
b/t	7,459	COMPACT
bf/2tf	5,882	
cw1	59,905	DUCTIL
h/tw	35,714	

$$\frac{b}{t} = 0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

$$\frac{b}{t} = 7,46$$

$$\frac{bf}{2 * tf} = \frac{10}{2 * 0,85}$$

$$\frac{bf}{2 * tf} = 5,88$$

Para IPE 200: $\frac{bf}{2 * tf} = 5,88 < \frac{b}{t} = 7,46$... LA SECCIÓN ES COMPACTA.

$$C_{w1} = 2,57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

$$C_{w1} = 59,91$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{20}{0,56}$$

$$\frac{h}{t_w} = 35,71$$

Para IPE 200: $\frac{h}{t_w} = 35,71 < 59,91$... LA SECCIÓN ES DÚCTIL.

Verificación de la demanda de apoyos de la viga

Tabla 24. Chequeos de demanda de apoyos de la viga.

Demanda de apoyos de la viga		
Ct1	OK	
Ct2	OK	
Apoyos	3	u
Lds	1	m
Cu	3,932	t
Wr	0,874	t/m
Mu	2,211	t-m

Ct1: Es el chequeo de longitud de apoyo de las vigas principales.

Ct2: Es el chequeo de apoyo nodal con rigidez del apoyo de las vigas principales.

Apoyos: Tiene que cumplir los dos chequeos Ct1 y Ct2. Para después aplicar la siguiente formula:

$$\text{Apoyo} = \frac{L_v}{L}$$

$$\text{Apoyo} = \frac{4,5 \text{ m}}{1,46 \text{ m}}$$

$$\text{Apoyo} = 3$$

Lds: Separación entre vigas secundarias.

$$1,9\text{m} > Lds > 1,2\text{m}$$

Cu: Carga ultima (Incluye peso propio de la viga).

$$Cu = 3,932 \text{ ton}$$

También se obtiene:

$$Wr = 0,874 \text{ t/m}$$

Finalmente,

$$Mu = 2,211 \text{ t-m}$$

Verificación demanda/capacidad momento flexionante

Tabla 25. Chequeo de demanda/capacidad de momento flexionante.

Chequeo D/C Momento flexionante		
L_p	98	cm
ϕM_p	663013	kg-cm
	6,630	t-m
D/C	0,334	

L_p : Apoyo lateral superior de la Viga Secundaria

$$L_p = 1,76 * r_y * cte$$

$$L_p = 98 \text{ cm}$$

ϕM_p : Momento plástico.

$$\phi M_p = 0,9 * f_y * Z_x$$

$$\phi M_p = 6,630 \text{ t-m}$$

D/C: Demanda/capacidad

$$\frac{D}{C} = 0,334 < 1 \quad \dots \text{CUMPLE}$$

Verificación demanda/capacidad a corte

Tabla 26. Chequeo de demanda/capacidad a corte.

Chequeo D/C a corte		
ϕV_n	23,612	T
D/C	0,169	

$$\phi V_n = \frac{0,6 * f_y * t_w * h}{1000} = 23,612 \text{ ton}$$

$$\frac{D}{C} = 0,169 < 1 \quad \dots \text{CUMPLE}$$

Diseño de Columnas, Sistema sismo-resistente (SMF)

La columna a diseñar es la C2 W18X86, siendo ésta la más pequeña, las mismas que se encuentran en la parte interior de los extremos del edificio. Para poder realizar el diseño, se presentan los datos de la geometría de la columna, su material y módulo de elasticidad, en las siguientes tablas:

Tabla 27. Datos generales de la columna.

Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de la columna		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm
Cb	1.0	-
k	1	-

Tabla 28. Dimensiones calculadas de la columna.

W	472.44	143.5
A	182.82	cm ²
Ix	72127.74	cm ⁴
Iy	8263.84	cm ⁴
Sx	3053.41	cm ³
Sy	586.21	cm ³
Zx	3429.08	cm ³
Zy	898.14	cm ³
rx	19.86	cm
ry	6.72	cm
l/ry	48.19	-
fy	3513.7	kg/cm ²
ho	45.03	cm
rts	7.81	cm
Jc	140.97	cm ⁴
ct2	0.00103	-
Lr	846	cm

Se realiza un chequeo de estabilidad del ala y alma, resumido sus resultados en la siguiente tabla:

Tabla 29. Chequeo estabilidad ala y alma.

Chequeo Estabilidad Ala y Alma		
cte	24.45	
b/t	7.46	OK
bf/2tf	6.38	
Ca	0.0105	
Cw1	59.25	OK
h/tw	34.764	
PESO SECCIÓN		OK

Para comprender mejor el chequeo, se detalla el procedimiento con su respectiva fórmula a continuación:

Verificación del ancho-espesor del ala:

$$\frac{b}{t} = 0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} = 0,32 \sqrt{\frac{2100000}{3513.7 * 1.1}}$$

$$\frac{b}{t} = 7.46$$

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2 * tf} = \frac{28.194}{2 * 2.21}$$

$$\frac{bf}{2 * tf} = 6.38$$

Para W18X86: $\frac{bf}{2 * tf} = 6.38 < \frac{b}{t} = 7.46 \quad \dots \text{LA SECCIÓN CUMPLE.}$

Verificación de wed alma:

$$C_a = \frac{P_u}{0.9 * f_y * P_y} = \frac{6.061 * 1000}{0.9 * 3513.7 * 182.82}$$

$$C_a = 0.0105$$

$$C_{w1} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a) = 2.57 \sqrt{\frac{2100000}{3513.7 * 1.1}} (1 - 1.04 * 0.0105)$$

$$C_{w1} = 59.25$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{47.244}{1.395}$$

$$\frac{h}{t_w} = 34.764$$

Para W18X86: $\frac{h}{t_w} = 34.764 < 59.25 \quad \dots \text{LA SECCIÓN ES DÚCTIL.}$

Verificación de Límites de Pandeo

Ahora, se realiza un chequeo de los límites de pandeo, resumido sus resultados en la siguiente tabla:

Tabla 30. Chequeo estabilidad ala y alma.

Límites de Pandeo		
Lp	2.893	m
Lb	3.09	m
Lr	8.4614	m
Requiere apoyo lateral		

Se detalla el procedimiento de los valores que contiene la tabla, a continuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{E_y}} = 1.76 * 6.72 \sqrt{\frac{2100000}{3513.7}}$$

$$L_p = 2.893 \text{ m}$$

$$L_b = \text{altura entre piso} - \frac{0.3}{2} = 3.24 - \frac{0.3}{2}$$

$$L_b = 3.09 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1.95 * 7.81 \frac{2100000}{0.7 * 3513.7} \sqrt{\frac{140.97}{3053.41 * 45.03} + \sqrt{\left(\frac{140.97}{3053.41 * 45.03}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 3513.7}{2100000}\right)^2}}$$

$$L_r = 8.461 \text{ m}$$

Si $L_b > L_p$, CUMPLE.

Si $L_b < L_p$, se requiere apoyo lateral.

Diseño a flexo compresión

Para calcular el diseño a flexo compresión, se hace una serie de cálculos, los cuales ayudan a determinar los valores que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 31. Cálculo del diseño a flexo compresión.

Diseño a flexo compresión		
Fe	8924.8018	kg/cm ²
Pandeo Inelástico		
Se ocupa Ec. Fcr		
φp	Necesita Fcr	
Kl/ry	48.1904	-
Fcr y	2979.8915	kg/cm ²
φp	490.2928	Ton
D/C	17%	OK
Mp x-x	120.4876	Tm
Mp y-y	31.5579	Tm
φMn x	118.8807	Tm
φMn y	29.6608	Tm
Flexocomp.	0.36	OK
Flexocomp. 2	0.1275	OK

Análisis a Compresión.

Análisis a Flexo compresión.

Se detalla el procedimiento de los valores que contiene la tabla, a continuación:

De acuerdo al teorema de Euler:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2100000}{48.19^2}$$

$$\sigma_{cr} = 8924.8018 \text{ kg/cm}^2$$

Si $\sigma_{cr} < f_y$, es Pandeo Elástico.

Si $\sigma_{cr} > f_y$, es Pandeo Inelástico.

Como resultado, se obtiene un Pandeo Inelástico, ya que, f_y tiene un valor de 3513.7 kg/cm^2 .

Para finalizar el análisis a compresión, se verifica que la Demanda/Capacidad (D/C) sea menor al 2%, para que sea una sección adecuada, y se observa que sí cumple la sección de la columna W18X86.

De la misma manera, para finalizar el análisis a flexo compresión, se tiene las siguientes condiciones:

Si Flexocomp.<1, ... OK

Si Flexocomp.>1, ... REDISEÑAR.

Si Flexocomp.2<1, ... OK

Si Flexocomp.2>1, ... REDISEÑAR.

Según los cálculos que se presentan en la tabla, todas las condiciones de los dos análisis cumplen.

Diseño a corte

Se presenta la siguiente tabla con los valores calculados para determinar el diseño a corte:

Tabla 32. Cálculo del diseño a corte.

Diseño a corte		
h/tw	34.7638	OK
Cv	1	-
Vn	135.3575	Ton
D/C	4%	OK

Se detalla el procedimiento de los valores que contiene la tabla, a continuación:

$$V_n = 0.6F_yAC_v = 0.6 * 3513.7 * (47.24 * 1.359)/1000 * 1$$

$$V_n = 135.3575 \text{ Ton}$$

Si D/C > 0.2, LA SECCIÓN CUMPLE.

Diseño de conexión RBS

A continuación, se detalla el tipo de acero, el módulo de elasticidad de ese acero y las dimensiones de la viga principal.

Tabla 33. Tipo de acero y datos de la viga principal.

Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1,07	cm
h	30	cm
tw	0,71	cm
Cb	1,0	-

En la siguiente tabla están las propiedades geométricas de la viga principal que usaremos más adelante.

Tabla 34. Datos geométricos de la viga principal.

IPE	300	40,7
A	51,88	cm ²
Ix	7998,99	cm ⁴
Iy	602,71	cm ⁴
Sx	533,27	cm ³
Sy	80,36	cm ³
Zx	602,10	cm ³
Zy	123,89	cm ³
rx	12,42	cm
ry	3,41	cm
fy	3513,7	kg/cm ²
fu	4569,95257	kg/cm ²

Se necesita colocar los siguientes valores para seguir después con las consideraciones:

Nota: Los valores en gris se los coloca manualmente.

Tabla 35. Datos generales para el diseño de la conexión.

Diseño de la conexión RBS		
Longitud Viga	5,75	m
Vu	5451,57	kgf
Lh	4,6	m

Longitud de viga: Es la distancia entre apoyos.

Vu: Cortante último.

Lh: Es el 80% de la longitud de la viga.

Consideración 1

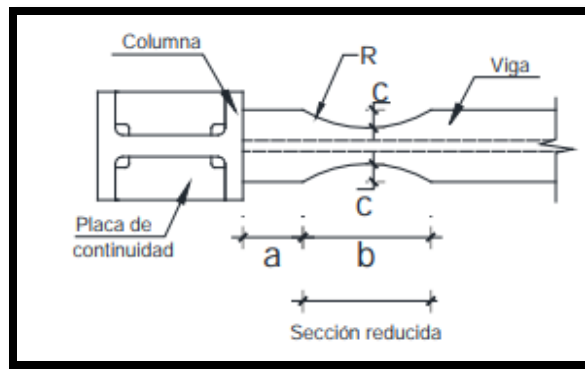


Figura 32. Conexión RBS y sus componentes.
Fuente. AISC 358. (2016). Capítulo 5.

Las distancias a , b y c se deben regir a la NEC 2015 que a su vez se rigen en el AISC 358, se obtuvo la media para las tres distancias. Los valores en gris son los que se va a utilizar.

$$0.50b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

AISC 358, Eq 5.8-1

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

AISC 358, Eq 5.8-2

$$0.10b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

AISC 358, Eq 5.8-3

Figura 33. Ecuaciones para determinar las dimensiones de la conexión RBS.

Fuente. AISC 358. (2016). Capítulo 5.

Tabla 36. Distancias para el diseño de la conexión RBS.

CONSIDERACIÓN I				
7,50	< a <	11,25	9,38	cm
19,50	< b <	25,50	22,50	cm
1,50	< c <	3,75	3,00	cm

Consideración 2

Se debe encontrar el Módulo de sección plástica en el centro de la sección de haz reducido.

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

AISC 358, Eq 5.8-4

Figura 34. Ecuación del módulo de sección plástica.
Fuente. AISC 358. (2016). Capítulo 5.

Tabla 37. Módulo de sección plástica.

CONSIDERACIÓN II	
Zvsr	416,368

Consideración 3

El factor C_{pr} tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluido el endurecimiento por deformación, la restricción local, refuerzo y otras condiciones de conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y * F_u}{F_y} \leq 1,2$$

Para después, calcular el momento plástico M_{pr} probable en la sección reducida de la viga.

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{vsr}$$

Tabla 38. Momento plástico probable.

CONSIDERACIÓN III		
Cpr	1,150	-
Mpr	20896326,32	kgf-cm

Consideración 4

Se determina la resistencia a corte requerido.

$$V_{VSR} = \frac{2 * M_{pr}}{L_{viga}} + V_u$$

Tabla 39. Resistencia a corte.

CONSIDERACIÓN IV		
Vvsr	78134,444	kgf

Consideración 5

Sh: distancia desde la cara de la columna a la articulación plástica

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

Mf: Momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{VSR} * S_h$$

Tabla 40. Momento máximo probable.

CONSIDERACIÓN V		
Sh	20,625	cm
Mf	22507849,24	kgf-cm

Consideración 6

Mpe: Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado.

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

Tabla 41. Momento pastico de la viga.

CONSIDERACIÓN VI		
Mpe	26269243,2	kgf-cm

Consideración 7

Se debe verificar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna.

$$M_f \leq \phi d * M_{pe}$$

Tabla 42. Resistencia a flexión de la viga.

CONSIDERACIÓN VII	
Mpe > Mf	CORRECTO

Esta condición tiene que cumplir, caso contrario, se debe cambiar los datos a,b y c y repetir los pasos.

Consideración 8

Se debe encontrar la resistencia requerida a corte Vu de la conexión y viga entre el alma de la viga y columna.

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

Tabla 43. Resistencia requerida a corte.

CONSIDERACIÓN VIII	
Vu	83586,014

Consideración 9

Diseño de placa de corte.

Se utiliza un acero A36 con un f_y de 2531,0507 kg/cm².

Nota: Los datos de las celdas en gris se coloca manualmente, es criterio del diseñador.

Tabla 44. Datos para el diseño de la placa de corte.

DISEÑO DE PLACA DE CORTE		
Fy (Placa de corte)	2531,05065	kg/cm ²
dcp(Placa de corte)	25	cm
tcp(Placa de corte)	2	cm
$\phi_v V V$	94914,3995	kgf
$\phi_v V V > V_u$	CORRECTO	

Fy: Fluencia del acero A 36.

Dcp: Altura de la placa.

Tcp: espesor de la placa.

$\phi_v V v$: Cortante de la placa de corte.

$$\phi_v V V = 0,75 * F_y * dcp * tcp$$

Para que el diseño cumpla y no falle tiene que cumplir con la siguiente expresión:

$$\phi_v V V = 94914,39 \text{ kg} * f > V_u = 83586,014 \text{ kg} * f \dots \text{CUMPLE}$$

Como la expresión si cumple las dimensiones y el f_y de la placa se mantienen, caso contrario, se tendría que cambiar.

Diseño de pernos.

Nota: Los datos en gris se ingresan manualmente.

Tabla 45. Datos para el diseño de pernos.

DISEÑO DE PERNOS		
Fnv	4780	kg/cm ²
ΦD	1,6	cm
LR	2,208	cm
Ag	3,5328	cm ²
Ry	16886,784	kgf
Cantidad de tornillos	5	
Ancho de la placa	6,04	cm
dcp de la placa	25	cm
CORRECTO		

Fnv: Tensión a corte nominal.

Se escoge el valor señalado en la tabla:

Tabla J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm ² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{tr} , kgf/cm ² (MPa) ^(a)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{sc} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3160 (310) ^(a)	1900 (188) ^{(b)(c)(d)}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no está ex- cluida en el plano de corte	6320 (620)	3800 (372) ^(a)
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6320 (620)	4780 (469) ^(a)

Figura 35. Tensiones nominales.
Fuente. AISC 360. (2016). Capítulo J.

ΦD: Es el diámetro del perno, se los puede escoger de la siguiente tabla.

TABLA J3.4M	
Distancia Mínima al Borde ^(a) , desde el Centro del Agujero Estándar ^(b) hasta el Borde de la Parte Conectada, mm	
Diámetro Perno (mm)	Distancia Mínima al Borde
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Over 36	1.25d

Figura 36. Distancia mínima al borde.
Fuente. AISC 360. (2016). Capítulo J.

LR: Longitud del perno.

$$LR = 1,38 * \text{Diámetro del perno}$$

$$LR = 2,208 \text{ cm}$$

Ag: Área gruesa

$$Ag = \text{Diámetro del perno} * LR$$

$$Ag = 3,53 \text{ cm}^2$$

Ry: Es la multiplicación de tensión a corte nominal por el área gruesa.

$$R_y = F_{nv} * A_g$$

$$R_y = 16886,784 \text{ Kg} * f$$

Cantidad de tornillos: Mínimo dos tornillos y va a depender del diseñador cuantos debe colocar.

$$\# \text{ tornillos} = 5$$

Ancho de la placa: Es el diámetro más la distancia mínima al borde multiplicada por dos, esta distancia va depender de acuerdo a que diámetro se va a utilizar.

$$\text{Anch. placa} = \varnothing D + 2,22 * 2$$

$$\text{Anch. placa} = 6,04 \text{ cm}$$

Altura de la placa: Se debe escoger el mayor entre la altura de la placa de corte y la altura $Lp1$.

$$\text{Altura de la placa} = 25 \text{ cm}$$

Tiene que cumplir el siguiente chequeo

$$\text{Cantidad de tornillos} * R_y \geq V_u$$

$$84433,92 \text{ kg} * f \geq 83586,014 \text{ kg} * f$$

La expresión cumple, en caso de no cumplir se deberá cambiar la cantidad de tornillos y/o aumentar el diámetro de los mismos.

Diseño de placa de continuidad.

Datos de columna

Tabla 46. Datos de la columna.

Datos de columna		
W18X86		
bf	28,194	cm
tf	2,21	cm
h	47,244	cm
tw	1,359	cm
tp	10,7	mm
lp	42,824	cm
ap	12,738	cm

bf: Longitud de las alas.

tf: Espesor de las alas

h: Altura de la sección transversal.

tw: Espesor del alma.

tp: Espesor de la placa.

lp: Longitud de la placa.

ap: Ancho de la placa.

Verificación de zona de panel

Tabla 47. Verificaciones de la zona de panel.

Verificación de Zona de panel		
dz	28,58	cm
wz	42,824	cm
No necesita placa doble		

dz: Peralte de la zona del panel.

wz: Ancho de la zona de panel.

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

$$t_w \geq 0,793$$

$$1,359 \text{ cm} \geq 0,793 \text{ cm}$$

Como la condición cumple entonces no se necesita placa doble, caso contrario, se debería colocar placa doble.

Diseño de la conexión WUF-W

Para realizar el diseño de la conexión WUF-W, se elige una sección de viga y columna, en este caso se hace para la viga IPE300 y para la columna con sección C2 W18X86. Los valores de las medidas geométricas, tanto para vigas como para columnas, se debe ingresar manualmente.

Nota: Los valores en celdas con fondo gris se ingresa manualmente y las celdas con fondo blanco son calculadas.

Tabla 48. Dimensiones de la viga IPE300 y tipo de material.

Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1.07	cm
h	30	cm
tw	0.71	cm
Cb	1.0	
IPE	300	40.7
A	51.88	cm ²
Ix	7998.99	cm ⁴
Iy	602.71	cm ⁴
Sx	533.27	cm ³
Sy	80.36	cm ³
Zx	602.10	cm ³
Zy	123.89	cm ³
rx	12.42	cm
ry	3.41	cm
fy	3513.7	kg/cm ²
fu	4569.95257	kg/cm ²
Lp1	2.22	cm

Tabla 49. Dimensiones de la columna C2 W18X86.

Columnas		
C2 W18X86		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm

Limitaciones

Se debe cumplir ciertas limitaciones de precalificación, tanto para vigas como para columnas, las cuales se indican en la siguiente tabla:

Tabla 50. Límites de precalificación para las vigas.

Limitaciones conexión Viga WUF W	
Vigas Roladas I	OK
d (max) <= 920 mm W36	OK
Peso <= 224 kg/m	OK
Lv/h > 7	OK
tf < 25 mm	OK
Limitaciones conexión Columna WUF W	
d (max) <= 920 mm W36	OK

Las limitaciones más importantes para este diseño que se deben cumplir según la norma AISC 358-16, son las que se presentan en la siguiente tabla:

Para viga:

1. Las vigas deben ser miembros ensamblados en I.
2. El peralte máximo es del perfil W920 (W36).
3. Debe tener como máximo un peso de 224 kg/m.
4. La aleta debe tener un espesor máximo de 2.54 cm.
5. La luz libre en relación al peralte de la viga debe ser mayor a 7 para el caso de Pórticos Resistentes a Momento para resistencias especiales (PRM-DES).

Para columna:

1. El peralte máximo es del perfil W920 (W36).

Diseño de placa de corte

Los valores ingresados y calculados para el diseño, se presentan en la siguiente tabla:

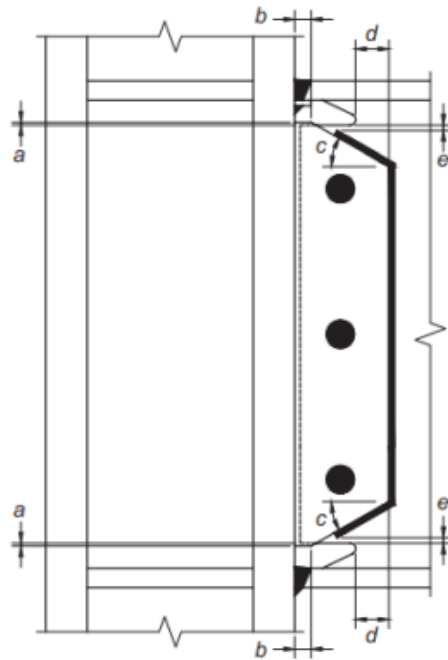
Tabla 51. Cálculo del diseño de placa de corte.

DISEÑO DE PLACA DE CORTE		
Cantidad de tornillos		2
ΦD	1.905	cm
F _{nv}	4780	kg/cm ²
LR	2.6289	cm
A _g	5.0081	cm ²
R _y	17953.8754	kgf
Espesor mínimo	0.71	cm
Ancho mínimo	6.985	cm
Alto	11.43	cm
OK		
a	6-12	mm
b	>25	mm
c	>20°&<40°	mm
d	>50	mm
e	>12<25	mm

Para que cumpla la verificación del alma de la viga a la columna, se debe cumplir con los siguientes parámetros que presenta la norma AISC 358-16:

1. El espesor mínimo de la placa debe ser al menos igual al alma de la viga.
2. El ancho debe separarse como mínimo 50 mm del agujero que es para la soldadura.
3. La altura de la placa debe tener una separación superior e inferior como máximo de 12mm y mínimo de 6mm.

Para los detalles superior e inferior de la placa simple a conexión cortante, se presenta la siguiente figura, donde se explica de forma más detallada cada sección:



Notas

- a = mínimo 6 mm, máximo 12
- b = mínimo 25 mm
- c = $30^\circ (\pm 10^\circ)$
- d = mínimo 50 mm
- e = distancia mínima de 12 mm y distancia máxima de 25 mm desde el extremo de la soldadura de filete al borde del agujero de acceso

*Figura 37. Detalles de la placa simple de la conexión a cortante.
Fuente. Norma AISC 358-16.*

Consideraciones de diseño.

Se presentan las seis consideraciones que se encuentran en la norma AISC 358-16, y sus valores se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 52. Cálculo del diseño de placa de corte.

Diseño de la conexión WUF W		
Longitud Viga	5.75	m
Vu	5451.57	kgf
CONSIDERACIÓN I		
Cpr	1.4	
Mpr	10095105	kgf-cm
CONSIDERACIÓN II		
Sh	0	
CONSIDERACIÓN III		
Vh	5451.57	kgf
CONSIDERACIÓN IV		
Muv	128776.987	kgf-cm
ΣM_f	10223882	kgf-cm
Ru	353400.692	kgf
Rn	135357.546	kgf
CALCULE PLACAS DOBLES		
tp	2.5	cm
Rn	384359.654	kgf
OK		
CONSIDERACIÓN V		
ϕV_n	44905.13	T
D/C	0.12140194	
CONSIDERACIÓN VI		
DISEÑO DE PLACA DE CONTINUIDAD		
tp	10.7	mm
lp	42.824	cm
ap	12.738	cm

El orden y procedimiento de las consideraciones para el diseño, se explican a continuación:

1. Cálculo del momento máximo probable en la articulación plástica. El valor de $C_{pr} = 1.4$, según datos experimentales de la norma. Para calcular M_{pr} , se debe tomar el valor de $Z_e = Z_x$.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e = 1.4 * 3.41 * 3513.7 * 602.10$$

$$M_{pr} = 10095105.0 \text{ kg.f/cm}$$

2. Como la articulación plástica se encuentra justo en la cara de la columna, el valor de $S_h = 0$.
3. Se calcula la fuerza cortante en los extremos de la viga mediante ETABS, siendo este valor $V_h = 5451.57 \text{ kg.f}$.
4. Se verifica las relaciones entre la viga y columna, mediante las siguientes fórmulas:

$$M_{uv} = V_h \left(\frac{d_c}{2} \right) = 5451.57 \left(\frac{47.244}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 128776.99 \text{ kg.f/cm}$$

$$\sum Mf = \text{Escriba aquí la ecuación. } \sum (M_{pr} + M_{uv}) = \sum (10095105.0 + 128776.99)$$

$$\sum Mf = 10223882.0 \text{ kg.f/cm}$$

$$R_u = \frac{\sum Mf}{d - t_f} = \frac{10223882.0}{30 - 1.07}$$

$$R_u = 353400.69 \text{ kg.f}$$

$$R_v = 0.6 * F_y * dc * tp$$

$$R_v = 135357.55 \text{ kg.f}$$

Si $R_n > R_u$, LA CONDICIÓN CUMPLE.

Si $R_n < R_u$, CALCULAR PLACAS DOBLES.

$$R_v = 0.6 * F_y * h * (tw + tp) = 0.6 * 3513.7 * 47.244 * (1.359 + 2.5)$$

$$R_v = 384359.65 \text{ kg.f}$$

Si $R_n > R_u$, LA CONDICIÓN CUMPLE.

Si $R_n < R_u$, AUMENTE ESPESOR DE PLACAS.

5. Se calcula la resistencia de la viga y la D/C.

$$\phi V_n = 0.6 * F_y * h * tw = 0.6 * 3513.7 * 30 * 0.71$$

$$\phi V_n = 44905.13 \text{ Ton}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{5451.57}{44905.13}$$

$$\frac{D}{C} = 0.1214$$

6. La placa de continuidad debe tener por lo menos el mismo espesor de las alas que se encuentran ubicadas a cada lado de la columna.

Diseño de la Losa Compuesta

Para diseñar la placa colaborante sismorresistente para losas, se acudió al catálogo de Kubilosa y al Manual de Aceros Deck, para determinar los datos de diseño, los chequeos y el diseño de conectores de corte. A continuación, se presentan tablas de los valores tomados para el diseño de una placa, en este caso se eligió la más económica, la misma que cumple con todos los chequeos.

Tabla 53. Datos de diseño de la losa compuesta.

DATOS DE DISEÑO		
Descripción	Valor	Unidad
Límite de fluencia de la placa deck kg/m ²	2600	kg/cm ²
Altura de la placa deck	0.05	m
Peso específico del hormigón	2400	kg/m ³
Espesor del hormigón (m)	0.05	m
Módulo de elasticidad del acero	2039000	kg/cm ²
Espesor de Placa	0.65	mm
Peso de la placa	6.37	kg/m ²
Luz Libre de Losa Lsd (m)	1.8	m
Número de tramos	3	u
Inercia según el espesor Is (+)	29.3	cm ⁴ /m
Ss+	9.61	cm ³ /m
Ss-	14.54	cm ³ /m
n	9	-
phi de la malla electrosoldada (cm)	0.8	cm
Wr Ancho superior del valle deck utilizado (cm)	14.5	cm
Resistencia a compresión del hormigón kg/cm ²	240	kg/cm ²
Límite de fluencia de la malla electrosoldada kg/cm ²	6000	kg/cm ²
Wr Ancho inferior del valle deck utilizado (cm)	12	cm
Cs Espacio entre ejes de valle contiguos (cm)	26.5	cm

Para la siguiente tabla, las cuantificaciones de las cargas se las hace mediante la herramienta ETABS.

Tabla 54. Cuantificación de cargas.

Cuantificación de cargas		
Carga Muerta total	360	kg/m ²
Carga viva total	200	kg/m ²
Cu	752	kg/m ²
Momento Positivo kg-m	121.824	kg-m
Momento Negativo kg-m	203.04	kg-m

Para calcular y determinar los chequeos, se debe conocer los siguientes datos de entrada:

Tabla 55. Datos principales de la losa compuesta.

CHEQUEOS		
Peso del hormigón kg/m ²	120	kg/m ²
Peso total Wd	126.37	kg/m ²
Deflexión Admisible*	1	cm

Chequeo de deflexión de la placa

Para realizar el cálculo de este chequeo, se hace uso de las siguientes fórmulas:

$$\delta_{calc} = \frac{0.013 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.} \quad \text{Condición de un solo tramo}$$

$$\delta_{calc} = \frac{0.0054 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.} \quad \text{Condición de dos tramos}$$

$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.} \quad \text{Condición de tres o más tramos}$$

Donde:

Wd_{sd}	:	Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).
L_{sd}	:	Luz libre de la losa (m).
E_s	:	Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm ²).
I_{sd}	:	Inercia (cm ⁴ /m).
b	:	ancho de análisis (m).

Figura 38. Condiciones para la deflexión de la placa.

Fuente. Manual de Acero-Deck.

Una vez reemplazadas las fórmulas por los valores correspondientes, se obtienen los resultados, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 56. Cálculo de las condiciones de tramo.

DEFLEXIÓN DE LA PLACA		
Para un tramo	0.2887	cm
Para dos tramos	0.1199	cm
Para tres tramos	0.1532	cm
OK		

Se verifica que, la siguiente condición sí cumple:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{adm} \quad \dots \text{CUMPLE}$$

$$\delta_{calc} \leq \delta_{adm} \quad \dots \text{REQUIERE REDISEÑO}$$

Chequeo de los esfuerzos de la placa

Para realizar el cálculo de este chequeo, se hace uso de las siguientes fórmulas:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} \times 100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} \times 100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Donde,

- M_{sd}^+ : Momento positivo en la lámina (kgf-m).
 M_{sd}^- : Momento negativo en la lámina no compuesta (kgf-m).
 f^+ : Esfuerzo positivo en la lámina (kgf/cm²).
 f^- : Esfuerzo negativo en la lámina (kgf/cm²).
 Sp_{sd} : Módulo de sección Superior (cm³/m).
 Sn_{sd} : Módulo de sección Inferior (cm³/m).
 f_y : Resistencia a la fluencia del acero (kgf/cm²).

Una vez reemplazadas las fórmulas por los valores correspondientes, se obtienen los resultados, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 57. Cálculo de los esfuerzos de la placa.

ESFUERZOS DE LA PLACA		
f+	1267.6795	kg/cm ²
f-	1396.4237	kg/cm ²
Fy admisible	1560	kg/cm ²
OK		

Se verifica que, la siguiente condición sí cumple:

$$f^+ \leq 0.6f_y \text{ ... CUMPLE}$$

$$f^- \leq 0.6f_y \text{ ... CUMPLE}$$

$$f^+ > 0.6f_y \text{ ... REQUIERE REDISEÑO}$$

$$f^- > 0.6f_y \text{ ... REQUIERE REDISEÑO}$$

Chequeo de los esfuerzos en el sistema compuesto

Para realizar el cálculo de este chequeo, se hace uso de las siguientes fórmulas:

- *Momento de inercia de la sección transformada fisurada:*

$$I_c = \frac{b * Y_{cc1}^3}{3} + n * As_{sd} * Y_{cs}^2 + n * I_{sd}$$

Donde,

$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{b * d}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$I_{cc1} = d * \left(\sqrt{2 * \rho * n + (\rho x n)^2} - \rho x n \right)$$

- *Momento de inercia de la sección transformada no fisurada:*

$$I_c = \frac{b * t_c^3}{12} + b * t_c * (Y_{cc2} - 0.5 * t_c) + n * I_{sd} + n * A_s * Y_{es}^2 + \frac{b}{C_s} * \left\{ w_r * h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5 * h_r)^2 \right] \right\}$$

Donde,

$$I_{cc2} = \frac{0.5 * b * t^2 + n * A_{s_{sd}} * d - (C_s - w_r) * b * h_r / C_s * (t - 0.5 * h_r)}{b * t + n * A_{s_{sd}} - b / C_s * h_r * (C_s - w_r)}$$

Con:

C_s: Espacio entre ejes de valles contiguos (cm).

W_r: Ancho medio del valle del Deck utilizado (cm).

d: $t - Y_{sb}$

- *Momento de inercia efectivo.*

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2}$$

Se determina:

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2}$$

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}}$$

Una vez reemplazadas las fórmulas por los valores correspondientes, se obtienen los resultados, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 58. Cálculo de los esfuerzos en el sistema compuesto.

ESFUERZOS EN EL SISTEMA COMPUESTO		
As (cm)c	0.502654825	cm2
p	6.3E-06	-
d (cm)	8	cm
Ycc	0.0846	-
Espesor total de la losa (cm)	10	cm
Ycc2	3.331	-
Ycs	4.669	-
Ic	284.844	cm4/m
Iu	6618.988	cm4/m
Ie	3451.916	cm4/m
Yprom	1.708	-
Sic	416.274	cm3
Msd	106.434	kg-m
Mlsd	81	kg-m
	45.027	OK

Se verifica que, la siguiente condición sí cumple:

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{ic}} * 100 \leq 0.6 * f_y$$

Donde,

Md_{sd} : Momento producido en la losa por las cargas muertas (kgf-m).

$$Md_{sd} = \frac{\Psi * Wd_{sd} * L_{sd}^2}{8}$$

Ml_{sd} : Momento producido en la losa por las cargas vivas (kgf-m).

$$Ml_{sd} = \frac{Wl_{sd} * L_{sd}^2}{8}$$

Wl_{sd} : Carga sobre impuesta (kgf/m).

Ψ : Factor de reducción de carga según apuntalamiento.

Chequeo de la resistencia a flexión

Existen dos tipos de conexiones para determinar la resistencia a la flexión o momento último, para este proyecto se trabajará para una losa sub-reforzada, que toma a la condición más crítica de la capacidad de la lámina.

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{0.003 * (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) * d}$$

A continuación, se presenta el valor en la siguiente tabla:

Tabla 59. Cálculo de la resistencia a flexión.

RESISTENCIA A FLEXIÓN		
El diseño debe ser subreforzado		
pb	7.6E-06	-
El diseño es subreforzado		

Se verifica que, la siguiente condición sí cumple:

$$\rho \leq \rho_b \dots \text{DISEÑO SUB - REFORZADO}$$

$$\rho > \rho_b \dots \text{DISEÑO RÍGIDO}$$

Chequeo de la resistencia a corte

Para determinar este chequeo, se debe saber que, el corte es tomado por la losa de concreto con un aporte de la lámina para la resistencia a corte. Se usa las siguientes fórmulas:

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'c} * A_c$$

$$V_u = \frac{\Psi * Wd_{sd} * l_{sd}}{2} + \frac{Wl_{sd} * L_{sd}}{2}$$

Una vez remplazadas las fórmulas con los valores correspondientes, se arma la siguiente tabla de valores:

Tabla 60. Cálculo de la resistencia a corte.

RESISTENCIA A CORTE		
ØVn>Vu		
Ac	66.25	cm2
Vn	543.961	kg
Vu	416.52	kg
OK		

Se verifica que, la siguiente condición sí cumple:

$$V_u \leq \varphi * V_n \dots \text{RESISTE A CORTE}$$

$$V_u > \varphi * V_n \dots \text{NO RESISTE A CORTE}$$

Chequeo de conectores

Para finalizar, se realiza el cálculo para determinar un tipo de conector para la losa compuesta. En la siguiente tabla se presentan los valores calculados, donde se usa fórmulas detalladas en el manual de Acero Deck, la principal es la siguiente:

$$\alpha = \frac{0.85}{\sqrt{Nr}} * \frac{Wr}{hr} * \frac{(hs - hr)}{hr}$$

Tabla 61. Cálculo del diseño de conectores.

Diseño de conectores de corte		
Fluencia del conector	3772.95	kg/cm2
Longitud del vástago	6.35	cm
Diámetro del vástago	1.27	cm
Diámetro de la cabeza	2.54	cm
Altura de la cabeza	0.85	cm
Número de conectores por valle	1	u
Área de la viga de apoyo	28.5	cm2
Altura de la placa deck	5	cm
Área efectiva del ala la losa	145	cm2
Área transversal	10.224	cm2
Ec concreto	202944.327	kg/cm2
Ac*Fu	38572.7543	kg
35674.9756	OK	
Wr/2	13.25	cm
Hs	7.2	cm
0.9911	OK	
Wr/hr	2.65	-
Número de conectores por m	1	u

Se verifica que, la siguiente condición sí cumple:

$$\alpha \leq 1.0 \quad \dots \text{CUMPLE}$$

$$\alpha > 1.0 \quad \dots \text{REQUIERE REDISEÑO}$$

Análisis y modelado de la estructura en ETABS 2018

Con base al análisis sísmico realizado, los parámetros de las normas establecidas y de los resultados obtenidos anteriormente, se propone la idealización general a través de una breve descripción del proceso realizado en la herramienta de ETABS, con el fin de aclarar el procedimiento de diseño estructural. Se empieza definiendo la grilla, materiales y tipo de secciones que se van a usar en todo el modelado. Las siguientes imágenes explican el orden del proceso de diseño, donde cada una de ellas evidencian los valores ingresados en el programa, valores que fueron determinados por medio de un análisis de normas, manuales y catálogos, con el fin de tener un modelo excelente y que cumpla con todas las verificaciones establecidas por la NEC.

El valor del Módulo de Elasticidad del Hormigón se calculó con la siguiente fórmula: $E = 13100 \times \sqrt{f_c}$ para hormigón.

Material Property Data

General Data

Material Name: Hormigon fc=240

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: [Notes Field] Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2402.77 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 245.014 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2029443273 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 845601363.92 kgf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Figura 39. Definición del módulo de elasticidad del hormigón.

Propiedades de los materiales

- Acero A572Gr50.
- Acero A653SQGr50.

ET Material Property Data

General Data

Material Name	<input type="text" value="A572Gr50"/>
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	<input type="color" value="#00FF00"/> <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	<input type="text" value="7849.05"/> kgf/m ³
Mass per Unit Volume	<input type="text" value="800.38"/> kgf-s ² /m ⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	<input type="text" value="20389019158"/> kgf/m ²
Poisson's Ratio, U	<input type="text" value="0.3"/>
Coefficient of Thermal Expansion, A	<input type="text" value="0.0000117"/> 1/C
Shear Modulus, G	<input type="text" value="7841930445"/> kgf/m ²

Figura 40. Definición del Acero A572Gr50.

ET Material Property Data

General Data

Material Name	<input type="text" value="A653SQGr50"/>
Material Type	ColdFormed
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	<input type="color" value="#808080"/> <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	<input type="text" value="7849.05"/> kgf/m ³
Mass per Unit Volume	<input type="text" value="800.38"/> kgf-s ² /m ⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	<input type="text" value="20740553971"/> kgf/m ²
Poisson's Ratio, U	<input type="text" value="0.3"/>
Coefficient of Thermal Expansion, A	<input type="text" value="0.0000117"/> 1/C
Shear Modulus, G	<input type="text" value="7977136143"/> kgf/m ²

Figura 41. Definición del Acero A653SQGr50.

Propiedades de los elementos estructurales y perfiles empleados

Columnas

Para los elementos COLUMNA DE ACERO, se utilizó elementos tipo “frame” con secciones de W18X86, W18X175.

- W18X86
- W18X175

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: W18X86-1

Material: A572Gr50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: AISC14 Convert To User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.46736	m
Top Flange Width	0.28194	m
Top Flange Thickness	0.01956	m
Web Thickness	0.01219	m
Bottom Flange Width	0.28194	m
Bottom Flange Thickness	0.01956	m
Fillet Radius	0.01016	m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

Note: The diagram on the right shows a cross-section of an I-beam with a vertical red arrow labeled '2' pointing upwards and a horizontal red arrow labeled '3' pointing to the left.

Figura 42. Definición de la sección W18X86-1.

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: W18X175

Material: A572Gr50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: AISC14 Convert To User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.508	m
Top Flange Width	0.28956	m
Top Flange Thickness	0.04039	m
Web Thickness	0.02261	m
Bottom Flange Width	0.28956	m
Bottom Flange Thickness	0.04039	m
Fillet Radius	0.01016	m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

Note: The diagram on the right shows a cross-section of an I-beam with a vertical red arrow labeled '2' pointing upwards and a horizontal red arrow labeled '3' pointing to the left.

Figura 43. Definición de la sección W18X86-1.

Vigas principales y secundarias

Para los elementos VIGAS DE ACERO, se utilizó elementos tipo “frame” con secciones de IPE300, IPE200.


- IPE 300
- IPE 200

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: IPE300

Material: A572Gr50

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: Euro Convert To User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.3	m
Top Flange Width	0.15	m
Top Flange Thickness	0.0107	m
Web Thickness	0.0071	m
Bottom Flange Width	0.15	m
Bottom Flange Thickness	0.0107	m
Fillet Radius	0.015	m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

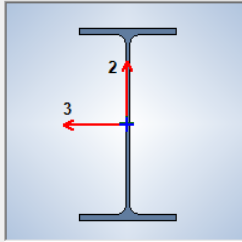



Figura 44. Definición de la sección IPE 300.

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: IPE200

Material: A572Gr50

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: Euro Convert To User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.2	m
Top Flange Width	0.1	m
Top Flange Thickness	0.0085	m
Web Thickness	0.0056	m
Bottom Flange Width	0.1	m
Bottom Flange Thickness	0.0085	m
Fillet Radius	0.012	m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

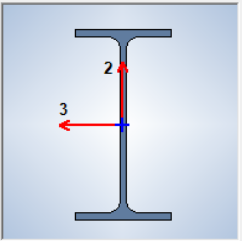


Figura 45. Definición de la sección IPE 300.

Combinaciones y casos de carga

Combinaciones de carga

Las combinaciones y casos de carga utilizadas, según la Nec 2015.

Según lo establecido por la NEC-SE-DS, NEC-SE-AC, AISC 360 se colocarán las siguientes cargas:

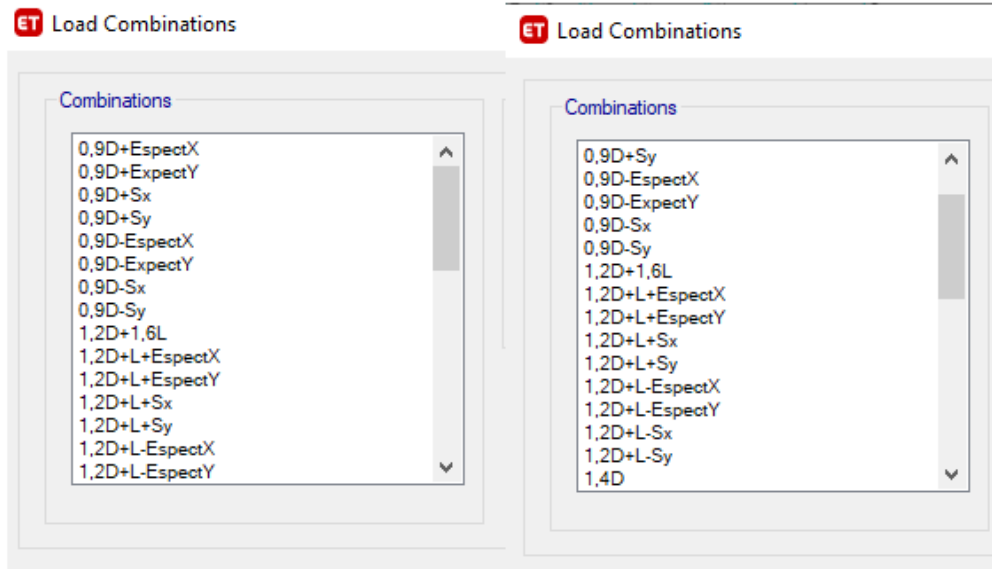


Figura 46. Definición de combinaciones de cargas.

Casos de carga

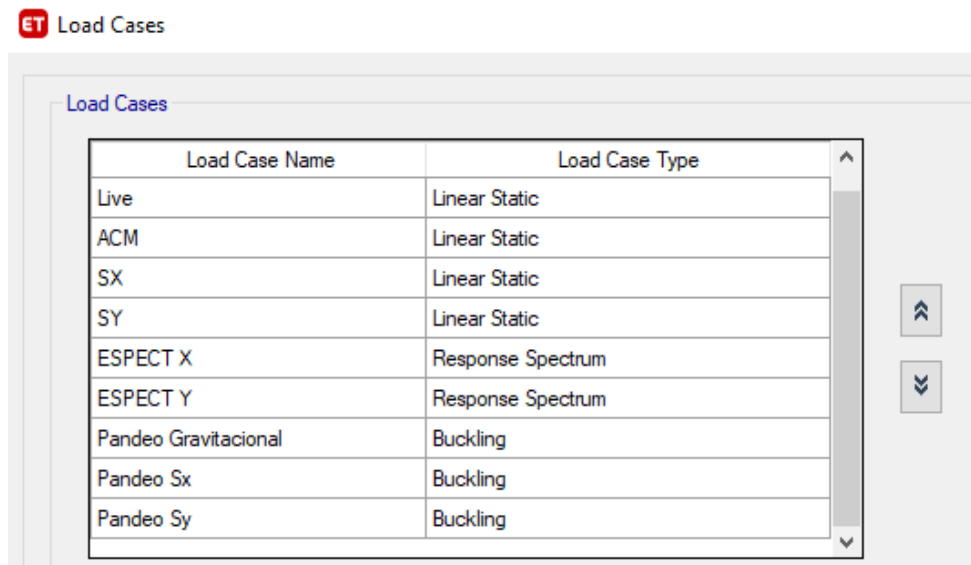


Figura 47. Definición de casos de cargas.

Diseño de elementos estructurales

Demanda/Capacidad de Pórticos con Conexión a Momento (PEM)

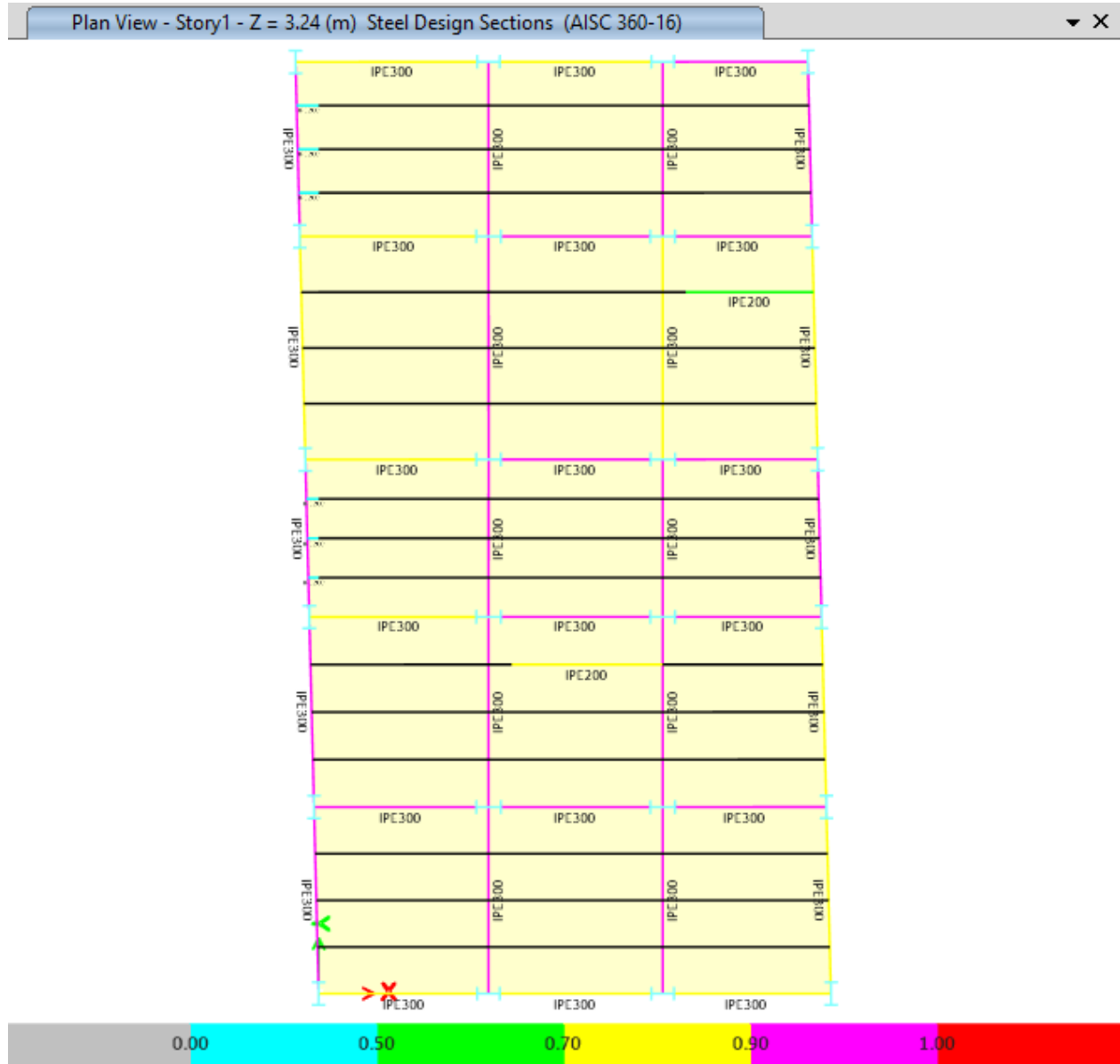


Figura 48. Demanda/Capacidad de una vista en planta.

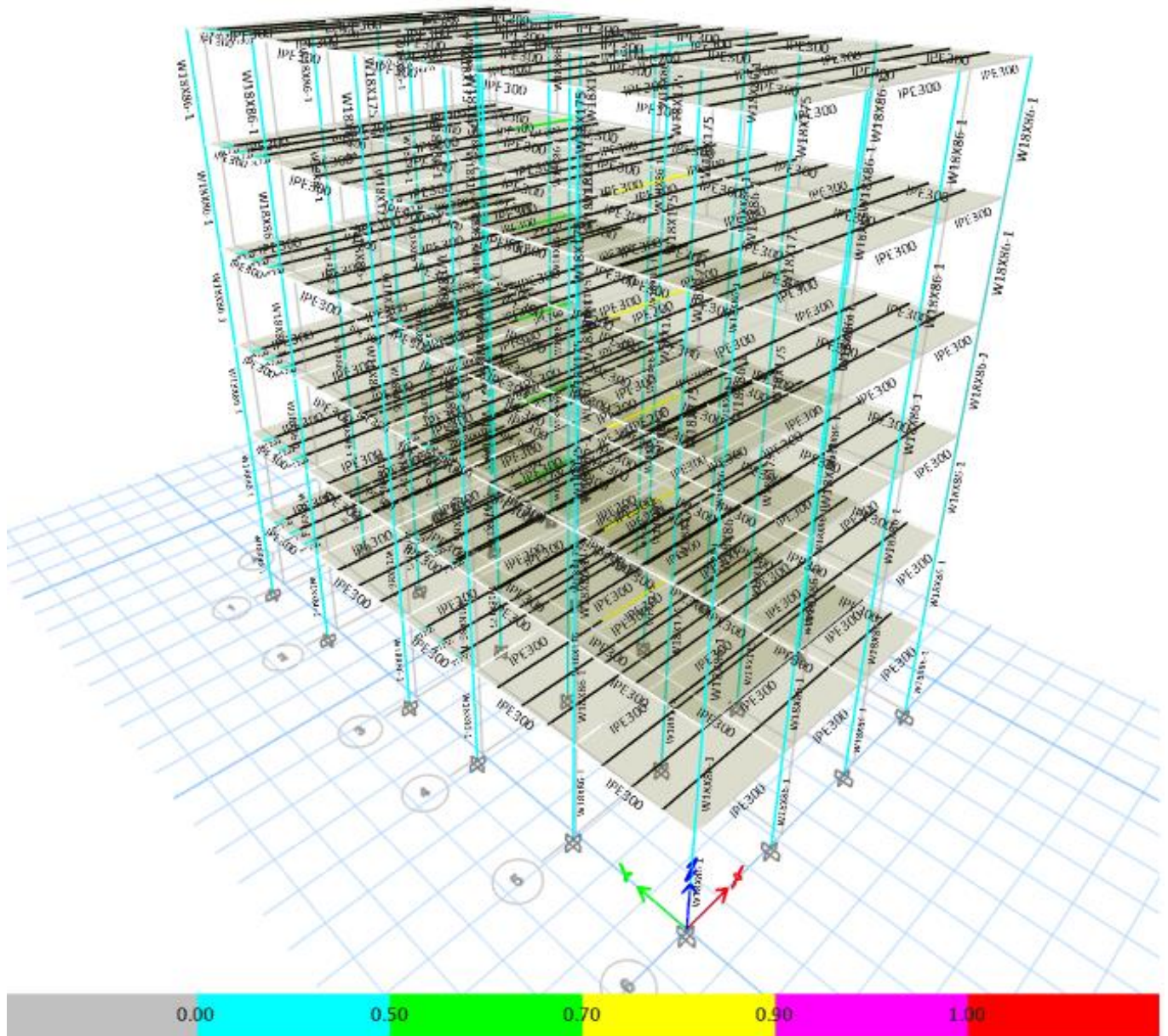


Figura 49. Demanda/Capacidad de toda la estructura en una vista 3D.

Como se puede observar en las figuras, la norma AISC 360-16 verifica que los perfiles de las vigas y columnas tengan un rango inferior a 1, en relación a la D/C, son capaces de soportar las capacidades de carga, por lo que se demanda por las cargas gravitacionales, las de pared y las sísmicas.

Diseño de Losa Deck

Los conectores de corte en Stud deben estar a una distancia de 0.70-1.2 en caso de requerir más es un diseño sobre cargado y se debe incrementar espesor en la placa deck u hormigón, también vigas secundarias.

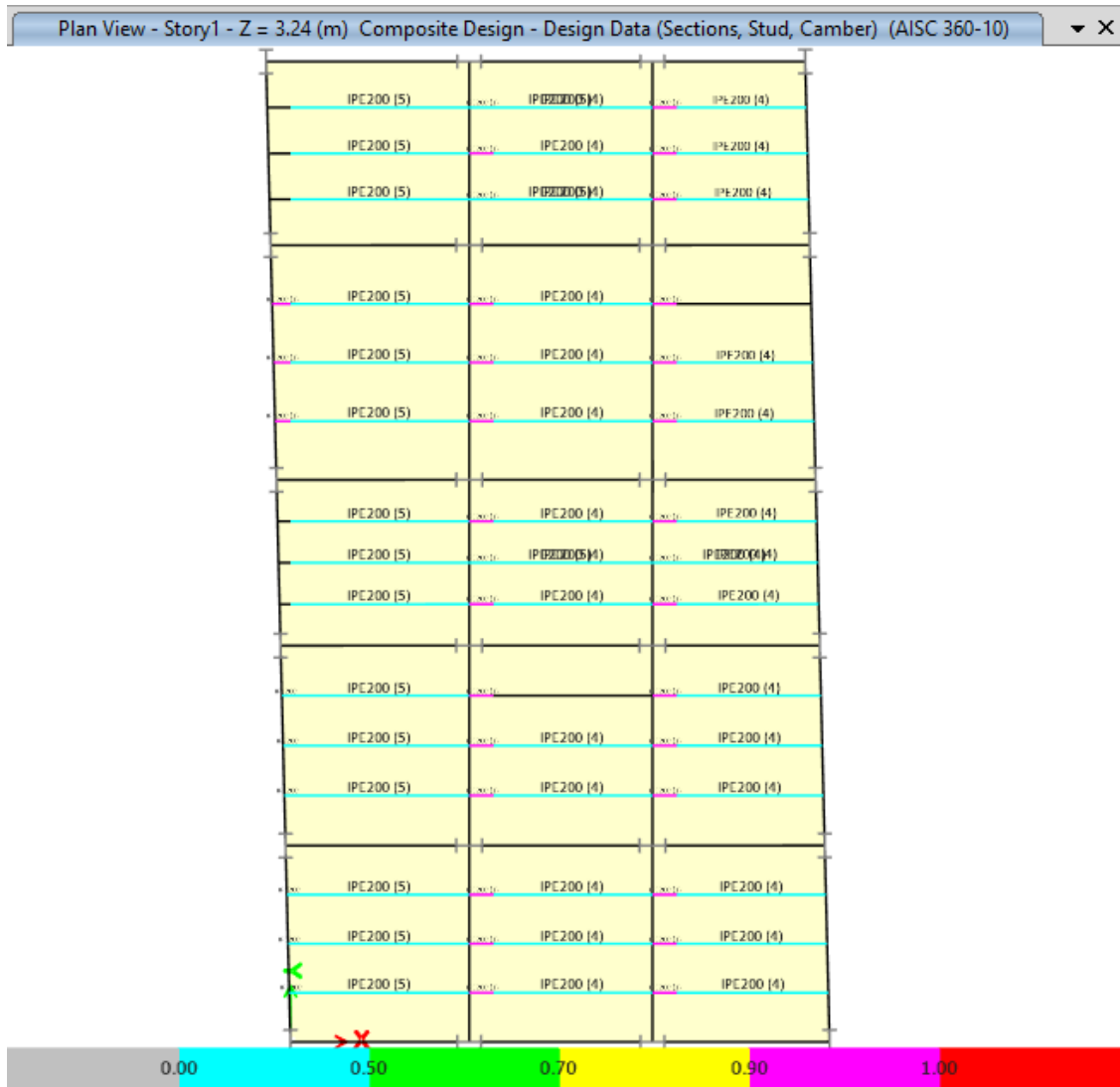


Figura 50. Demanda/Capacidad de vigas secundarias.

Se observa que, con respecto a la D/C todas las secciones cumplen con los parámetros según la AISC 360-10.

RESULTADOS

Verificaciones

Periodo de vibración

El período de modelación de la estructura será menor que el período de vibración calculado con la NEC-SE-DS.

$$T_{ESTRUCTURA} < 1.3 T_{NEC}$$

$$0.887 < 1.005 \quad \dots CUMPLE$$

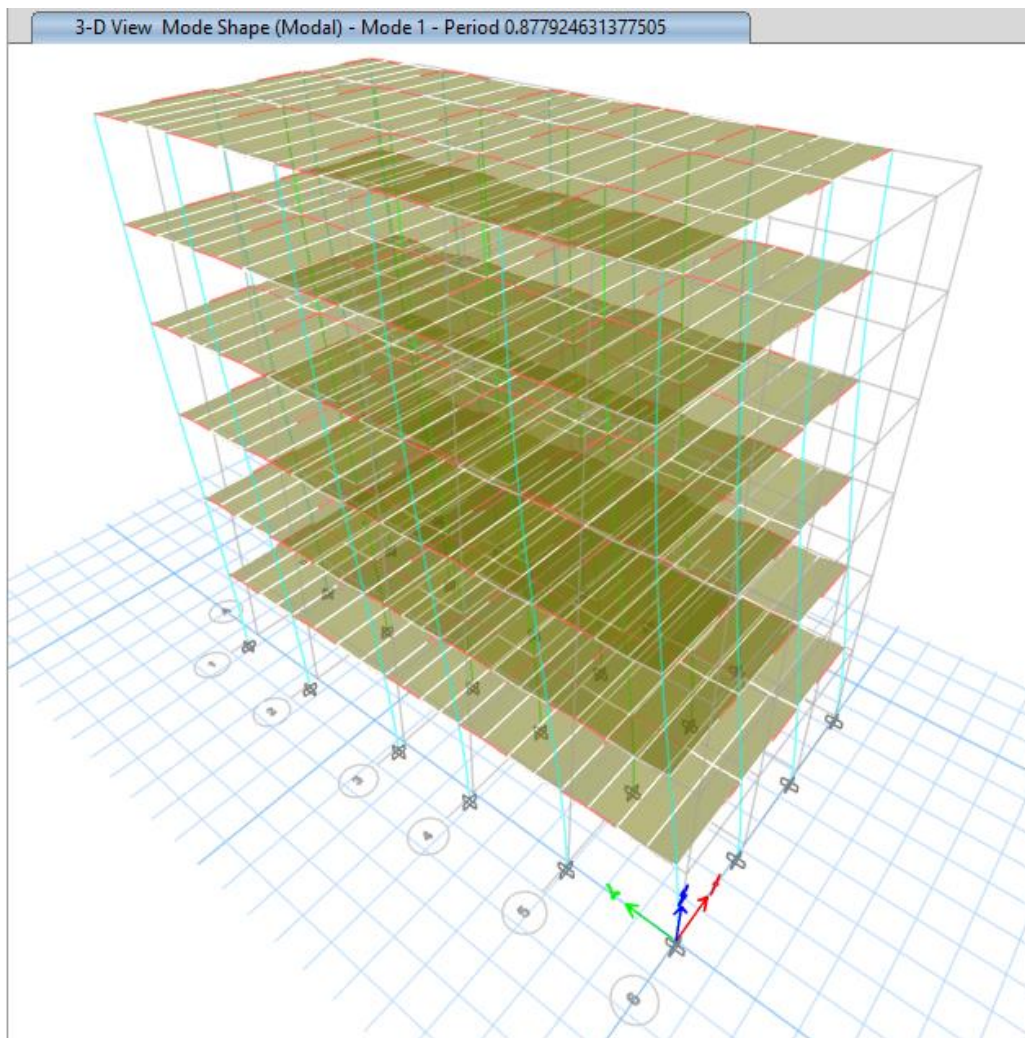


Figura 51. Periodo de modelación.

Distorsión torsional

La estructura debe desplazarse en sus dos primeros modos de vibración traslacionalmente, y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Rz}{Umáx(x,y)} \leq 20\%$$

Tabla 62. Cálculo de los modos de vibración.

PARTICIPACIÓN DE MASA Y MODOS DE VIBRACIÓN														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.878	0.0023	0.7992	0	0.0023	0.7992	0	0.2074	0.0007	0.0005	0.2074	0.0007	0.0005
Modal	2	0.823	0.7852	0.0024	0	0.7876	0.8016	0	0.0006	0.2234	0.0003	0.208	0.2241	0.0008
Modal	3	0.731	0.0003	0.0005	0	0.7879	0.8021	0	0.0001	0.0001	0.7944	0.2081	0.2242	0.7952
Modal	4	0.265	0.0001	0.1117	0	0.788	0.9138	0	0.5664	0.0004	0.00002739	0.7745	0.2246	0.7952
Modal	5	0.24	0.1187	0.0001	0	0.9067	0.9139	0	0.0004	0.5333	0.0001	0.775	0.7578	0.7953
Modal	6	0.216	0.0001	1.69E-05	0	0.9068	0.9139	0	0.0001	0.0003	0.1146	0.7751	0.7582	0.9099
Modal	7	0.139	9.4E-06	0.046	0	0.9068	0.9599	0	0.085	0.00002099	0	0.8601	0.7582	0.9099
Modal	8	0.12	0.0498	6.77E-06	0	0.9566	0.9599	0	0.00001245	0.0984	0.00004241	0.8601	0.8566	0.91
Modal	9	0.111	4.7E-05	0	0	0.9566	0.9599	0	8.403E-07	0.0001	0.048	0.8601	0.8567	0.958
Modal	10	0.088	1.4E-06	0.0241	0	0.9566	0.984	0	0.0931	3.415E-06	3.186E-06	0.9532	0.8567	0.958
Modal	11	0.074	0.0259	6.92E-07	0	0.9825	0.984	0	3.151E-06	0.0913	0.00004739	0.9532	0.948	0.958
Modal	12	0.069	4.7E-05	0	0	0.9826	0.984	0	0	0.0002	0.0252	0.9532	0.9482	0.9832
Modal	13	0.064	0	0.0117	0	0.9826	0.9958	0	0.032	8.298E-07	5.389E-06	0.9852	0.9482	0.9832
Modal	14	0.052	0.0003	0.0041	0	0.9829	0.9999	0	0.0144	0.0009	7.835E-06	0.9996	0.9491	0.9832
Modal	15	0.052	0.013	0.0001	0	0.9959	1	0	0.0004	0.0368	0.00002518	1	0.9859	0.9832
Modal	16	0.05	3.3E-05	9.38E-06	0	0.9959	1	0	0.00003388	0.0001	0.0126	1	0.986	0.9959
Modal	17	0.042	0.0041	0	0	1	1	0	0	0.0139	0.00002126	1	0.9999	0.9959
Modal	18	0.04	1.9E-05	0	0	1	1	0	9.366E-07	0.0001	0.0041	1	1	1

Modo 1:

$$\frac{Rz}{Umáx(x,y)} \leq 20\%$$

$$\frac{0.0005}{0.7992} = 0.06\% \dots OK$$

Modo 2:

$$\frac{Rz}{Umáx(x,y)} \leq 20\%$$

$$\frac{0.0003}{0.7852} = 0.04\% \dots OK$$

Participación de masa

La masa de la estructura en el análisis modal deberá ser mayor al 90%, se considera modos de vibración a partir de la participación de masa correspondiente a su carga muerta y ACM de tipo Eíngel Ux, Uy y Rz.

Tabla 63. Cálculo de la participación de masa.

Modal	6	0.216	0.0001	1.69E-05	0	0.9068	0.9139	0	0.0001	0.0003	0.1146	0.7751	0.7582	0.9099
-------	---	-------	--------	----------	---	--------	--------	---	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Dicho chequeo cumple en el sexto modo de vibración.

Pandeo global de la estructura

Los factores NO deben estar en el rango de -1 a 1 en caso de estar en este rango la estructura es propensa a pandearse.

Tabla 64. Cálculo del pandeo global.

PANDEO GLOBAL			
CASO	Modo	Factor	CHECK
Pandeo Gravitacional	1	42.457	OK
Pandeo Gravitacional	2	49.598	OK
Pandeo Gravitacional	3	60.849	OK
Pandeo Gravitacional	4	74.85	OK
Pandeo Gravitacional	5	90.096	OK
Pandeo Gravitacional	6	96.148	OK
Pandeo Sx	1	46.31	OK
Pandeo Sx	2	56.28	OK
Pandeo Sx	3	72.455	OK
Pandeo Sx	4	82.089	OK
Pandeo Sx	5	99.088	OK
Pandeo Sx	6	100.146	OK
Pandeo Sy	1	48.203	OK
Pandeo Sy	2	51.606	OK
Pandeo Sy	3	77.785	OK
Pandeo Sy	4	84.907	OK
Pandeo Sy	5	86.927	OK
Pandeo Sy	6	92.618	OK

Por lo tanto, la estructura es totalmente estable.

Calibración del cortante basal

Partiendo del período de vibración de la estructura obtenido anteriormente, se calibra la aceleración espectral modal $S_a(T_{modal})$.

$$S_a(T_{modal}); \text{Si } T_{modal} > T_c$$

$$S_a = n * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T_{modal}} \right)^r$$

Si no,

$$S_a = n * z * F_a$$

Donde,

n: Relación de amplificación espectral.

z: Valor de factor Z.

Fa: Amplificación del suelo en período corto.

Tc: Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones en el sismo de diseño.

R: Factor usado en el espectro de diseño elástico.

Tmodal: Período de vibración de la estructura en el primer modo.

$$V(modal) = \frac{I * S_a \text{ modal}}{R \phi P \phi E}$$

$$\text{Si } T_{modal} \leq 0.5, \text{ entonces } K = 1.0$$

$$\text{Si } T_{modal} \leq 2.5, \text{ entonces } K = 0.75 + 0.5 T_{modal}$$

$$\text{Si } T_{modal} > 2.5, \text{ entonces } K = 2$$

Tabla 65. Cálculo del cortante basal.

Cotante Basal Período NEC		Cotante Basal Período Máximo		Cotante Basal Período Software	
T	0.773	Tmax (1.3T)	1.005	Tmodal (s)	0.878
Sa (T)	0.975	Sa (Tmax)	0.975	Sa (Tmodal)	0.975
V	0.975	V (Tmax)	0.122	V (Tmodal)	0.122
k	1.137	k(max)	1.253	k(modal)	1.189
Wr	217.653	V min	21.221		

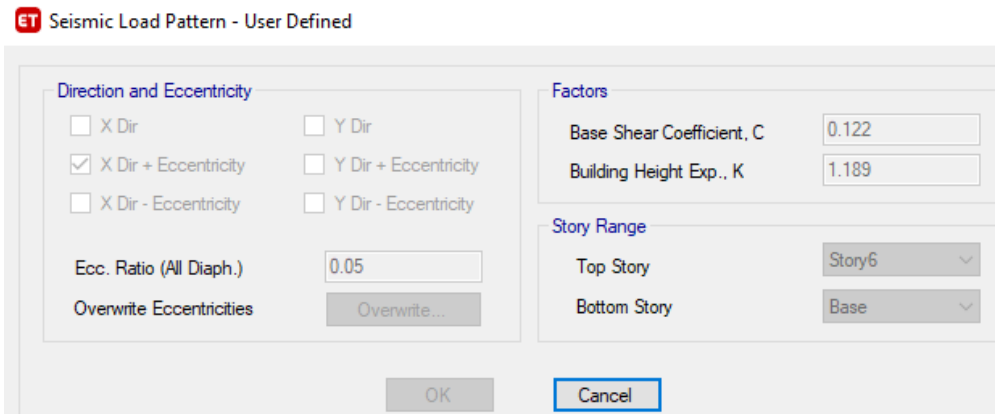


Figura 52. Calibración para el coeficiente C.

El factor de calibración se aplica para Sx y Sy.

Validación del estado dinámico

La relación entre el cortante estático y el cortante dinámico debe ser mayor al 80% en sentido X y Y:

$$\frac{V_{DINÁMICO}}{V_{ESTÁTICO}} \geq 85\%$$

Espectro X:

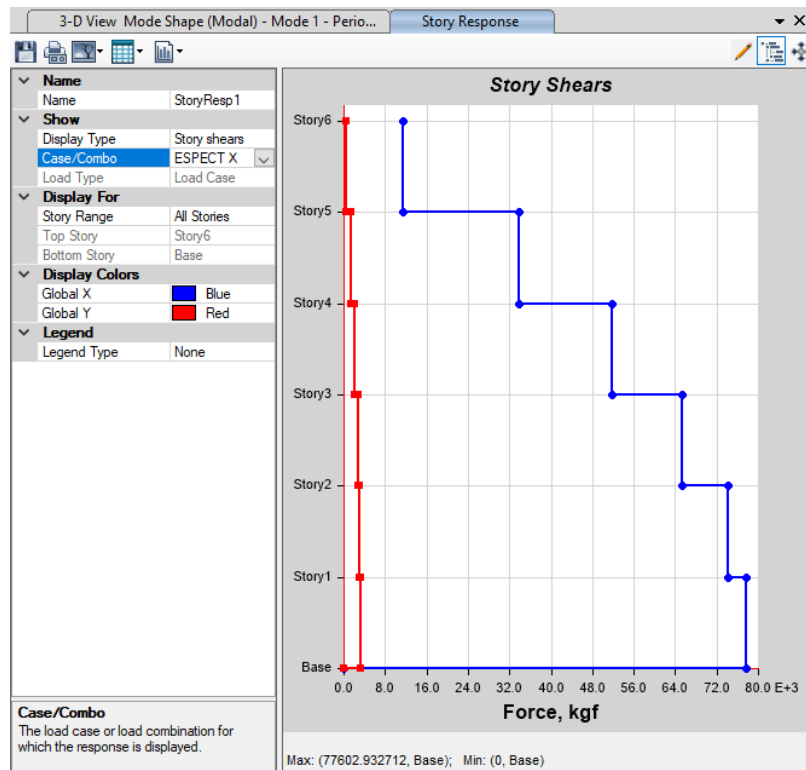


Figura 53. Estado dinámico en el Espectro X.

Espectro Y:

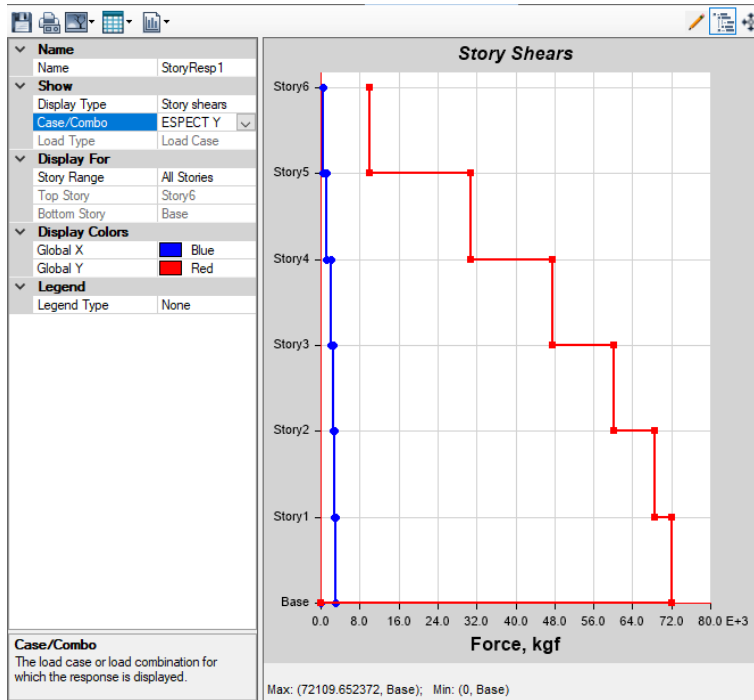


Figura 54. Estado dinámico en el Espectro Y.

Sx:

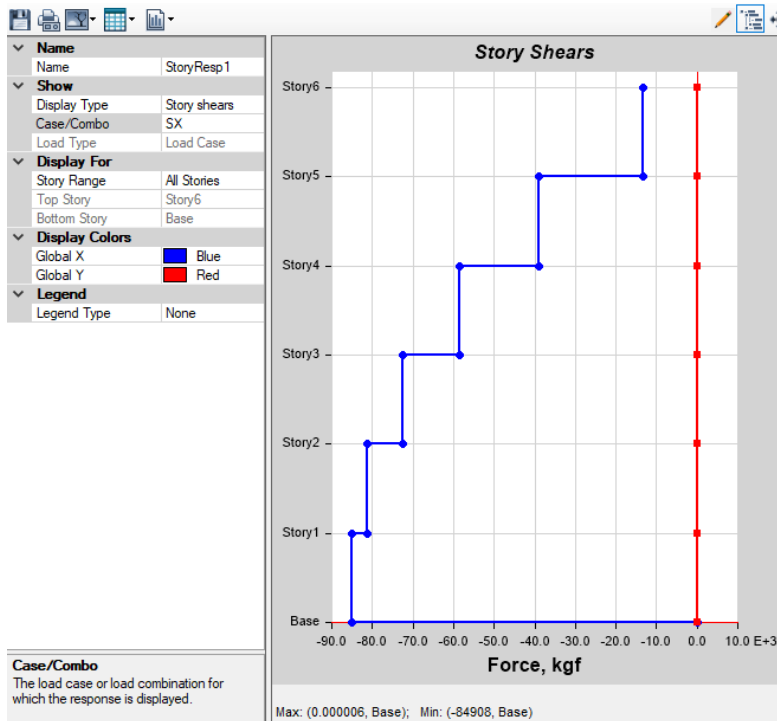


Figura 55. Estado dinámico en el cortante basal Sx.

Sy:

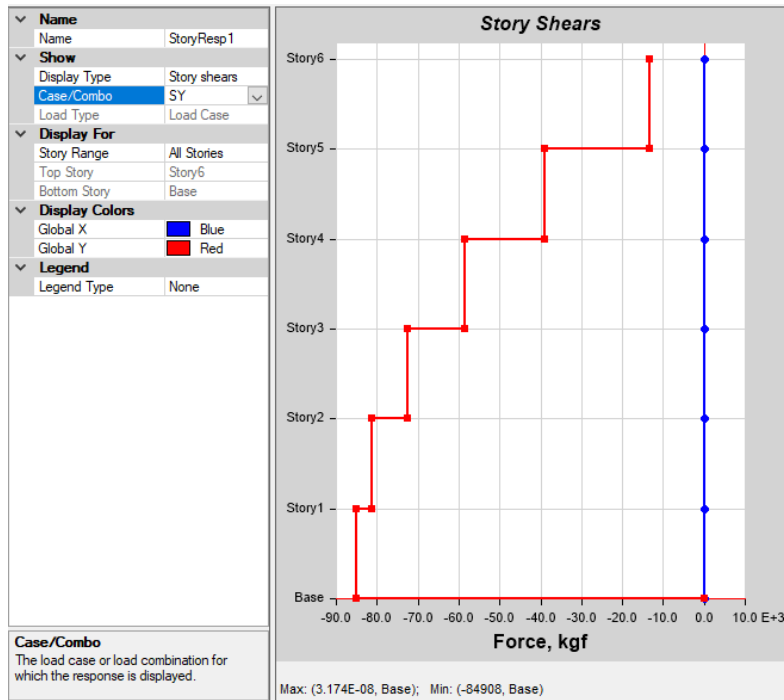


Figura 56. Estado dinámico en el cortante basal Sy.

Cortante Vx:

$$\frac{V_{X \text{ DINÁMICO}}}{V_{X \text{ ESTÁTICO}}} \geq 85\%$$

$$\frac{77602.932}{84908} \geq 85\%$$

$$91\% \geq 85\%$$

Cortante Vy:

$$\frac{V_{y \text{ DINÁMICO}}}{V_{y \text{ ESTÁTICO}}} \geq 85\%$$

$$\frac{72109.65}{84908} \geq 85\%$$

Para lograr esto, se realiza una calibración en el valor de gravedad de la carga espectral mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Factor de calibración por gravedad} = \frac{0.85V_{\text{ESTÁTICO}}}{V_{\text{DINÁMICO}}}$$

Finalmente, se multiplica el valor de la gravedad = 9.81 m/s² por el Factor de calibración de gravedad.

Derivas estáticas

Para que cumplan con el criterio, las derivas estáticas deben ser menores al 2% para el cortante basal en Sx y Sy.

Cortante basal Sx:

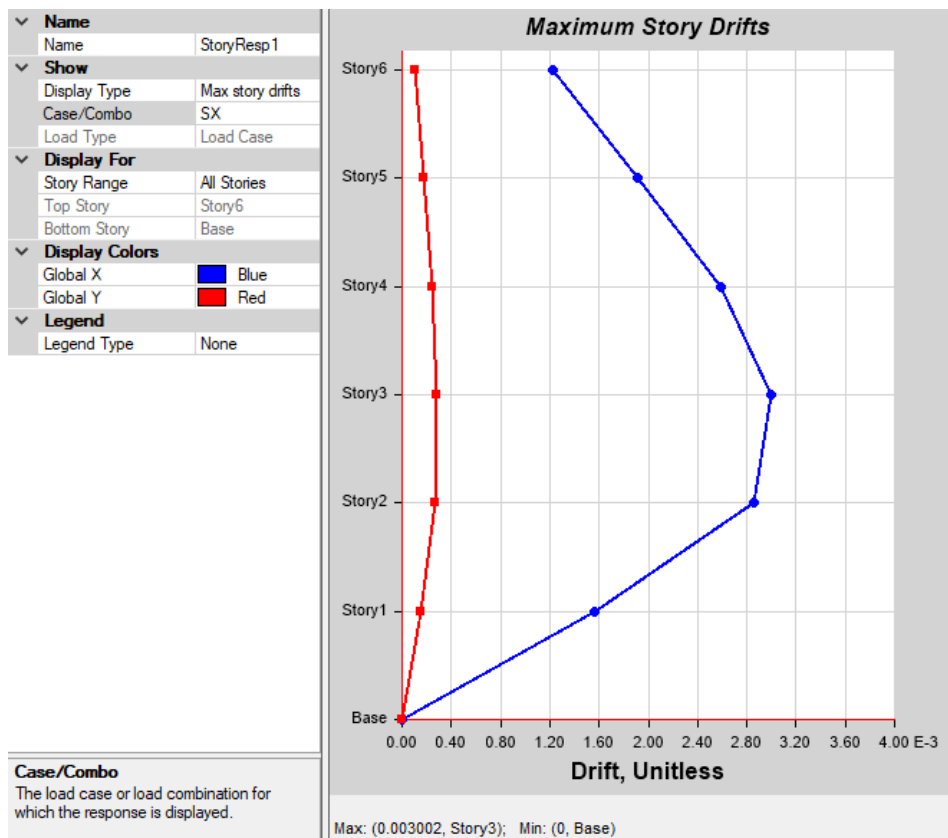


Figura 57. Estado del cortante basal Sx.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_{ELAST} \leq 2\%$$

$$\Delta_m = 6 * 0.003002 = 1.812\% \leq 2\% \dots OK$$

Cortante basal Sy:

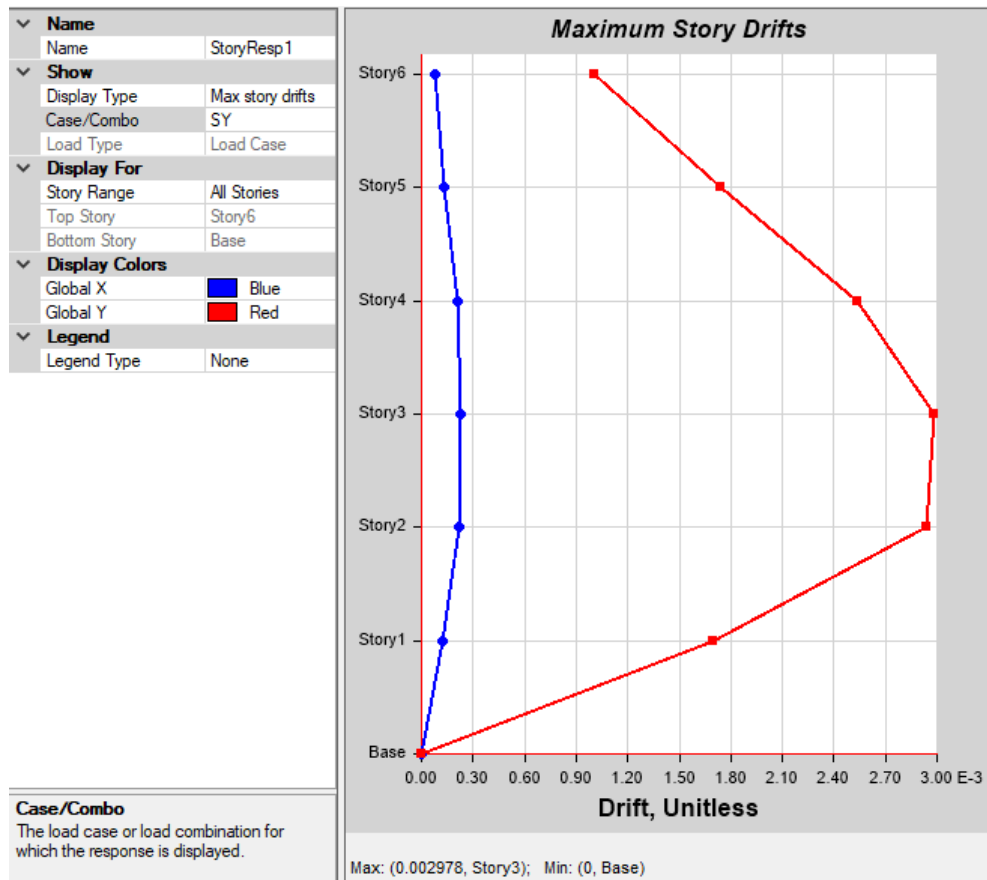


Figura 58. Estado del cortante basal Sy.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_{ELAST} \leq 2\%$$

$$\Delta_m = 6 * 0.002978 = 1.786\% \leq 2\% \dots OK$$

Derivas dinámicas

De la misma manera, para que cumplan con el criterio, las derivas dinámicas deben ser menores al 2% para la carga espectral en X y Y.

Carga espectral X:

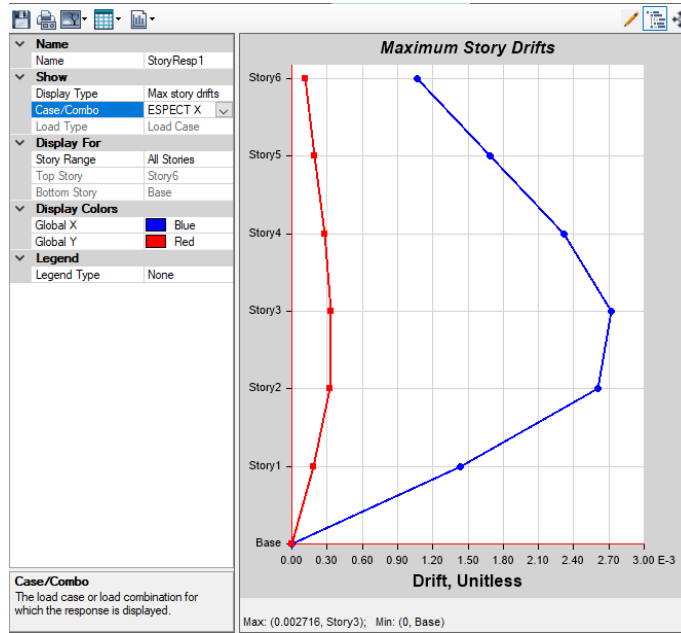


Figura 59. Estado de la carga espectral X.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_{ELAST} \leq 2\%$$

$$\Delta_m = 6 * 0.002716 = 1.63\% \leq 2\% \dots OK$$

Carga espectral Y

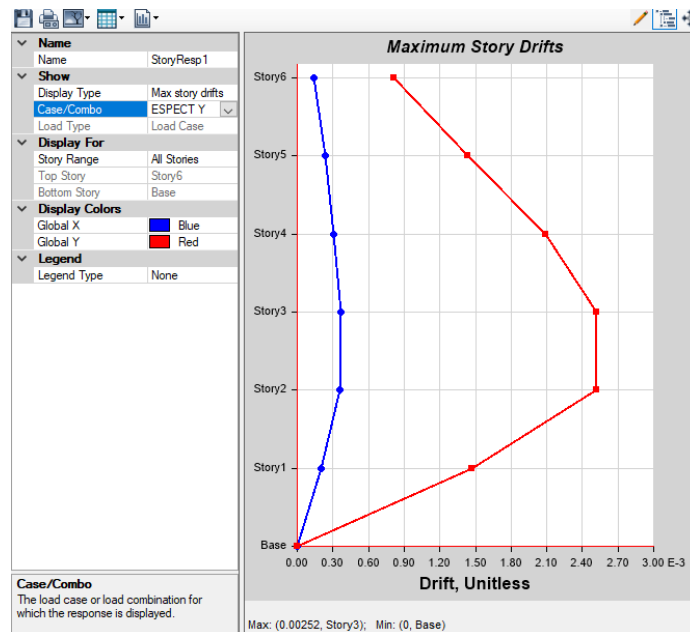


Figura 60. Estado de la carga espectral Y.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_{ELAST} \leq 2\%$$
$$\Delta_m = 6 * 0.00252 = 1.51\% \leq 2\% \quad \dots OK$$

CONCLUSIONES

Se ha creado un espectro de diseño según lo establecido en la NEC SE DS 15, para la estructura propuesta y bajo los parámetros geográficos de la estructura a implantarse. El diseño realizado es sismo resistente para los parámetros establecidos en la NEC con un espectro reducido, R=8, según lo que establece la NEC SE DS 6.3.4 b).

Debido a que las derivas estáticas y dinámicas cumplen con lo dispuesto en la NEC SE DS 15 al ser menores que el 2% pero mayores que 1,5%; se establece que todos los pórticos sean de características SMF, ya que si se colocara otros marcos la estructura superaría las derivas inelásticas permitidas.

Se ha propuesto dos tipos de conexiones precalificadas: WUF W y RBS, las cuales están establecidas en el AISC 358-16, y se ha comprobado que los perfiles cumplan con los requisitos de cada conexión precalificada, en los cuales se realiza dos propuestas: una edificación en su totalidad con conexión RBS y otra propuesta para toda la edificación WUF W. Según el AISC 341, se ha diseñado pórticos especiales a momento.

El período de vibración de la estructura es de 0,877 seg, lo cual es menor al máximo establecido por la NEC: 1,005; la estructura se desplaza en su totalidad de manera traslacional en los dos primeros modos de vibración por lo que no se produce torsión y dichos, la participación de masa de la estructura es mayor al 90% en el sexto modo de vibración (se ha considerado tres modos de vibración tipo eigel por piso), la estructura no sufre de pandeo global al no estar en el

rango de 1 a -1, para validar el estado dinámico se ha tenido que incrementar el valor de la gravedad a $11,25 \text{ m/s}^2$ en dirección X y $10,28 \text{ m/s}^2$ en dirección Y, las derivas estáticas y dinámicas son menores al 2%.

Recomendaciones

Se podría realizar un análisis de segundo orden no lineal con un espectro de diseño el cual tenga un período de retorno de 475 años, 1000 años y 2500 años, para verificar el nivel de desempeño de la estructura.

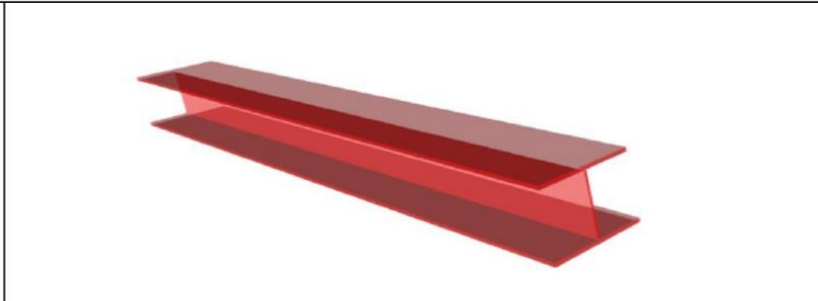
Realizar un análisis de precios unitarios para ambas conexiones precalificadas para determinar cuál es más viable y un análisis más profundo comparando pro y contra entre WUF W Y RBS.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Canova, I. (22 de 11 de 2021). *f3arquitectura*. Obtenido de <https://www.f3arquitectura.es/estructuras/acero/>
- Chamba, A. (21 de 09 de 2020). *Expreso*. Obtenido de <https://www.expreso.ec/ciencia-y-tecnologia/son-7-volcanes-activos-ecuador-90400.html>
- Gil, A. (31 de 08 de 2020). *elordenmundial*. Obtenido de <https://elordenmundial.com/mapas-y-graficos/placas-tectonicas/>
- Hernández, E. (07 de 02 de 2019). *e-zigurat*. Obtenido de <https://www.e-zigurat.com/blog/es/revision-y-aplicacion-zona-panel-porticos-resistentes-momento-acero/>
- Normativa Ecuatoriana de la Construcción. (10 de 01 de 2015). *habitatyvivienda*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- Pannillo, G., Chacón, M., & Riera, H. (03 de 06 de 2018). *redalyc*. Obtenido de <https://www.redalyc.org/jatsRepo/5703/570360789006/html/index.html>
- Ron, A. L. (23 de 11 de 2020). *PUCE*. Obtenido de Geografía y Clima del Ecuador: <https://bioweb.bio/fungiweb/GeografiaClima/>
- Salazar, A. (12 de 06 de 2018). *blog.laminasyaceros*. Obtenido de <https://blog.laminasyaceros.com/blog/estructuras-de-acero-para-construcciones>
- Varela, A., & Ron, S. (23 de 11 de 2020). *PUCE*. Obtenido de Geografía y Clima del Ecuador: <https://bioweb.bio/fungiweb/GeografiaClima/>
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. AISC 358-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC 360-16.
- AISC (American Institute of Steel Construction). 2016. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC 341-16.

ANEXO A: DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES (SMF)

DISEÑO DE VIGAS, SISTEMA SISMO-RESISTENTE (SMF)



Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1.07	cm
h	30	cm
tw	0.71	cm
Cb	1.0	
IPÉ	300	40.7
A	51.88	cm ²
I _x	7998.99	cm ⁴
I _y	602.71	cm ⁴
S _x	533.27	cm ³
S _y	80.36	cm ³
Z _x	602.10	cm ³
Z _y	123.89	cm ³
r _x	12.42	cm
r _y	3.41	cm
fy	3513.7	kg/cm ²
ho	28.93	cm
r _{ts}	4.04	cm
J _c	9.70	cm ⁴
ct ₂	0.00063	
L _r	412	cm

Geometría de la viga		
L _v	5.7	m
Chequeo Secciones Sísmicas		
cte	24.45	
b/t	7.46	COMPACT
bf/2tf	7.01	
cw1	59.91	DUCTIL
h/tw	42.2535211	
Chequeo Pandeo Lateral Torsional		
L _b	446.857521	in
L _b	175.928158	cm
L _b	37.2381267	ft
L min	142.5	cm
L min	56.1023622	in
M _r	2020.82636	kip-in
M _r	23.2823163	T-m
Pr _b	0.55001792	kips
Pr _b	38.6519975	kg/cm ²
Longitud de apoyo		
Espaciamiento	11.5	ft
L	57.4457841	in
L	4.78714868	ft
L	145.912292	cm
OK		
Apoyo Nodal		
β _{br}	41.1808072	k/in
β _{br}	47434.714	kg/cm
θ	11.6182764	
Rigidez del apoyo		
K	716392.604	kg/cm
OK		
Chequeo D/C Momento flexionante		
L _p	147	cm
φM _p	1904036	kg-cm
	19.04	t-m
D/C	0.318	

Demanda de cargas		
MD	6.06176	T-m
VD	8.54355	T

Chequeo D/C a corte		
φV _n	44.90513	T
D/C	0.190257772	

Limitaciones conexión RBS	
Vigas Roladas I	OK
d (max) ≤ 42,6 in W36	OK
Peso ≤ 450 kg/m	OK
L _v /h > 7	OK

ANEXO B: DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de viga		
bf	10	cm
tf	0.85	cm
h	20	cm
tw	0.56	cm
Cb	1.0	
IPE	200	21.4
A	27.25	cm ²
Ix	1845.59	cm ⁴
Iy	141.93	cm ⁴
Sx	184.56	cm ³
Sy	28.39	cm ³
Zx	209.66	cm ³
Zy	43.93	cm ³
rx	8.23	cm
ry	2.28	cm
fy	3513.7	kg/cm ²
ho	19.15	cm
r _{ts}	2.71	cm
Jc	3.22	cm ⁴
ct2	0.00091	
Lr	289	cm

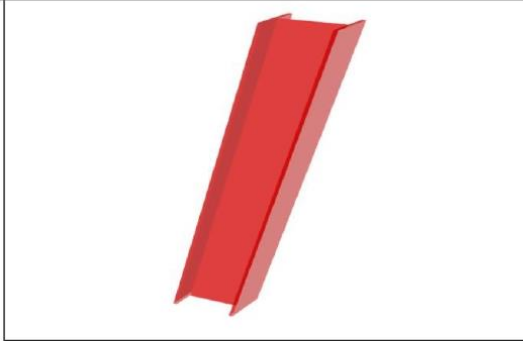
Geometría de la vigas secundarias		
Lv	4.5	m
Lt principal	4	m
N. Vigas	3	m
Chequeo Secciones Sísmicas		
cte	24.45	
b/t	7.46	COMPACT
bf/2tf	5.88	
cw1	59.91	DUCTIL
h/tw	35.71428571	
Demanda de apoyos de la viga		
Ct1	OK	
Ct2	OK	
Apoyos	3	u
Lds	1	m
Cu	3.931504272	t
Wr	0.873667616	t/m
Mu	2.211471153	t-m
Chequeo D/C Momento flexionante		
Lp	98	cm
φMp	663013	kg-cm
	6.63	t-m
D/C	0.333548439	

Demanda de cargas		
CARGA SOFTWARE	NO	
CV	0.12	T/m ²
CM	0.44	T/m ²
Cu (manual)	0.848	T-m ²
MD software	4.8	T-m
VD	3.98	T

Chequeo D/C a corte		
φVn	23.6120871	T
D/C	0.168557738	

ANEXO C: DISEÑO DE COLUMNAS (SMF)

DISEÑO DE COLUMNAS, SISTEMA SISMO-RESISTENTE (SMF)



Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm2
Datos de la columna		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm
Cb	1.0	-
k	1	-
W	472.44	143.5
A	182.82	cm2
Ix	72127.74	cm4
Iy	8263.84	cm4
Sx	3053.41	cm3
Sy	586.21	cm3
Zx	3429.08	cm3
Zy	898.14	cm3
rx	19.86	cm
ry	6.72	cm
I/ry	48.19	-
fy	3513.7	kg/cm2
ho	45.03	cm
rts	7.81	cm
Jc	140.97	cm4
ct2	0.00103	-
Lr	846	cm

C2 W18X86		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm

C1 W18X175		
bf	28.956	cm
tf	2.8956	cm
h	50.8	cm
tw	2.261	cm

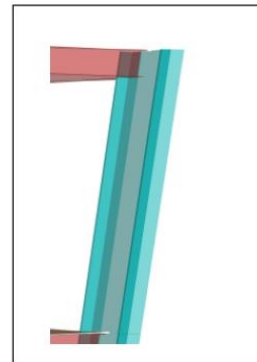
Geometría de la Columna		
h entre piso	3.24	m
Chequeo Estabilidad Ala y Alma		
cte	24.45	
b/t	7.46	OK
bf/2tf	6.38	
Ca	0.0105	
Cw1	59.25	OK
h/tw	34.764	
PESO SECCIÓN		
OK		
Límites de Pandeo		
Lp	2.893	m
Lb	3.09	m
Lr	8.4614	m
Requiere apoyo lateral		
Diseño a flexo compresión		
Fe	8924.8018	kg/cm2
Pandeo Inelástico		
Se ocupa Ec. Fcr		
φp	Necesita Fcr	
Kl/ry	48.1904	-
Fcr y	2979.8915	kg/cm2
φp	490.2928	Ton
D/C	17%	OK
Mp x-x	120.4876	Tm
Mp y-y	31.5579	Tm
φMn x	118.8807	Tm
φMn y	29.6608	Tm
Flexocomp.	0.36	OK
Flexocomp. 2	0.1275	OK
Diseño a corte		
h/tw	34.7638	OK
Cv	1	-
Vn	135.3575	Ton
D/C	4%	OK

Limitaciones conexión RBS		
d (max) <= 42,6 in W36		OK
Vigas conectadas a las alas		OK

Demanda de cargas		
P servicio	6.06176	T
Pu	83.79	T
Mux	5	T-m
Muy	5	T
Vu	5	T

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F2-5)$$

$$L_r = 1.95 r_y \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x I_w} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x I_w}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (F2-6)$$



ANEXO D: COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL.

Datos de columna		
W18X86		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm
Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1.07	cm
h	30	cm
tw	0.71	cm
IPE	300	0.0

Mpr Vigas		
ϕMp	19.04	t-m
Mpr Columnas		
ϕMpx	118.880675	Tm
ϕMpy	29.6608086	Tm
3.9007	Columna fuerte-v debil	

ANEXO E: LOSA COMPUESTA.

DATOS DE DISEÑO		
Descripción	Valor	Unidad
Limite de fluencia de la placa deck kg/m ²	2600	kg/cm ²
Altura de la placa deck	0.05	m
Peso específico del hormigón	2400	kg/m ³
Espesor del hormigón (m)	0.05	m
Módulo de elasticidad del acero	2039000	kg/cm ²
Espesor de Placa	0.65	mm
Peso de la placa	6.37	kg/m ²
Luz Libre de Losa Lsd (m)	1.8	m
Número de tramos	3	u
Inercia según el espesor Is (+)	29.3	cm ⁴ /m
Ss+	9.61	cm ³ /m
Ss-	14.54	cm ³ /m
n	9	-
phi de la malla electro soldada (cm)	0.8	cm
Wr Ancho superior del valle deck utilizado (cm)	14.5	cm
Resistencia a compresión del hormigón kg/cm ²	240	kg/cm ²
Limite de fluencia de la malla electro soldada kg/cm ²	6000	kg/cm ²
Wr Ancho inferior del valle deck utilizado (cm)	12	cm
Cs Espacio entre ejes de valle contiguos (cm)	26.5	cm
Cuantificación de cargas		
Carga Muerta total	360	kg/m ²
Carga viva total	200	kg/m ²
Cu	75.2	kg/m ²
Momento Positivo kg-m	121.824	kg-m
Momento Negativo kg-m	203.04	kg-m

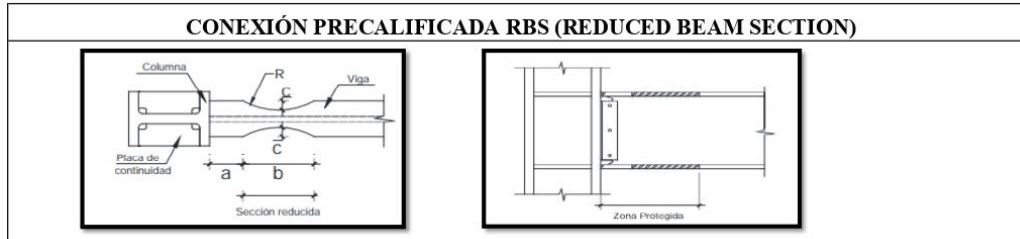
W*L²/12
W*L²/8

CHEQUEOS		
Peso del hormigón kg/m ²	120	kg/m ²
Peso total Wd	126.37	kg/m ²
Deflexión Admisible*	1	cm
DEFLEXIÓN DE LA PLACA		
Para un tramo	0.2887	cm
Para dos tramos	0.1199	cm
Para tres tramos	0.1532	cm
OK		
ESFUERZOS DE LA PLACA		
f-	1267.6795	kg/cm ²
f.	1396.4237	kg/cm ²
Fy admisible	1560	kg/cm ²
OK		
ESFUERZOS EN EL SISTEMA COMPUESTO		
As (cm) ² /c	0.502654825	cm ²
p	6.3E-06	-
d (cm)	8	cm
Ycc	0.0846	-
Espesor total de la losa (cm)	10	cm
Ycc2	3.331	-
Ycs	4.669	-
Ic	284.844	cm ⁴ /m
Iu	6618.988	cm ⁴ /m
Ie	3451.916	cm ⁴ /m
Yprom	1.708	-
Sic	416.274	cm ³
Msd	106.434	kg-m
Mhd	81	kg-m
	45.027	OK
RESISTENCIA A FLEXION		
El diseño debe ser subreforzado		
pb	7.6E-06	-
El diseño es subreforzado		
RESISTENCIA A CORTE		
ØVn>Vu		
Ac	66.25	cm ²
Vn	543.961	kg
Vu	416.52	kg
OK		

Simp
Emp

Diseño de conectores de corte		
Fluencia del conector	3772.95	kg/cm ²
Longitud del vástago	6.35	cm
Diámetro del vástago	1.27	cm
Diámetro de la cabeza	2.54	cm
Altura de la cabeza	0.85	cm
Número de conectores por valle	1	u
Area de la viga de apoyo	28.5	cm ²
Altura de la placa deck	5	cm
Area efectiva del ala la losa	145	cm ²
Area transversal	10.224	cm ²
Ec concreto	202944.3273	kg/cm ²
Ac*Fu	38572.75483	kg
	35674.9756	OK
Wr/2	13.25	cm
Hs	7.2	cm
	0.9911	OK
Wr/hr	2.65	-
Número de conectores por m	1	u

ANEXO F: CONEXIÓN RBS.

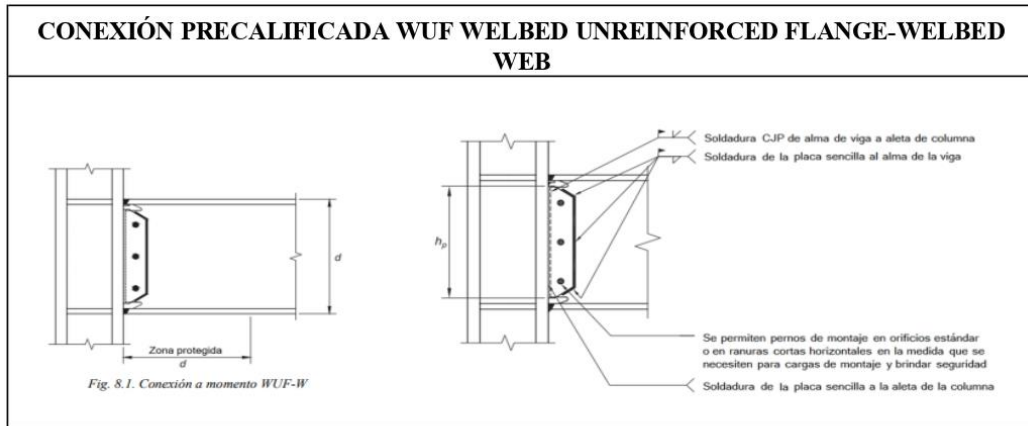


Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1.07	cm
h	30	cm
tw	0.71	cm
Cb	1.0	
IPE	300	40.7
A	51.88	cm ²
Ix	7998.99	cm ⁴
Iy	602.71	cm ⁴
Sx	533.27	cm ³
Sy	80.36	cm ³
Zx	602.10	cm ³
Zy	123.89	cm ³
rx	12.42	cm
ry	3.41	cm
fy	3513.7	kg/cm ²
fu	4569.95257	kg/cm ²
Lp1	21.32	cm

Diseño de la conexión RBS		
Longitud Viga	5.75	m
Vu	5451.57	kgf
Lh	4.6	m
CONSIDERACIÓN I		
7.50	< a <	11.25 9.38
19.50	< b <	25.50 22.50
1.50	< c <	3.75 3.00
CONSIDERACIÓN II		
Zvsr	416.367779	
CONSIDERACIÓN III		
Cpr	1.150304251	-
Mpr	20896326.32	kgf-cm
CONSIDERACIÓN IV		
Vvsr	78134.44417	kgf
CONSIDERACIÓN V		
Sh	20.625	cm
Mf	22507849.24	kgf-cm
CONSIDERACIÓN VI		
Mpe	26269243.2	kgf-cm
CONSIDERACIÓN VII		
Mpe > Mf	CORRECTO	
CONSIDERACIÓN VIII		
Vu	83586.01417	

CONSIDERACIÓN IX		
DISEÑO DE PLACA DE CORTE		
Fy (Placa de corte)	2531.05065	kg/cm ²
dcp (Placa de corte)	25	cm
tcp (Placa de corte)	2	cm
φv VV	94914.3995	kgf
φv VV > Vu	CORRECTO	
DISEÑO DE PERNOS		
Fnv	4780	kg/cm ²
ΦD	1.6	cm
LR	2.208	cm
Ag	3.5328	cm ²
Ry	16886.784	kgf
Cantidad de tornillos	5	
Ancho de la placa	6.04	cm
dcp de la placa	25	cm
CORRECTO		
DISEÑO DE PLACA DE CONTINUIDAD		
Datos de columna		
W18X86		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm
tp	10.7	mm
lp	42.824	cm
ap	12.738	cm
Verificación de Zona de panel		
dz	28.58	cm
wz	42.824	cm
No necesita placa doble		

ANEXO G: CONEXIÓN WUF-W

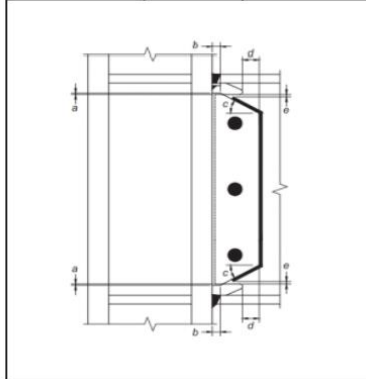


Materiales		
Tipo de Acero	50	ksi
E	2100000	kg/cm ²
Datos de viga		
bf	15	cm
tf	1.07	cm
h	30	cm
tw	0.71	cm
Cb	1.0	
IPE 300 40.7		
A	51.88	cm ²
Ix	7998.99	cm ⁴
Iy	602.71	cm ⁴
Sx	533.27	cm ³
Sy	80.36	cm ³
Zx	602.10	cm ³
Zy	123.89	cm ³
rx	12.42	cm
ry	3.41	cm
fy	3513.7	kg/cm ²
fu	4569.95257	kg/cm ²
Lp1	2.22	cm

Columnas		
C2 W18X86		
bf	28.194	cm
tf	2.21	cm
h	47.244	cm
tw	1.359	cm
C1 W18X175		
bf	28.956	cm
tf	2.8956	cm
h	50.8	cm
tw	2.261	cm

Limitaciones conexión Viga WUF W	
Vigas Roladas I	OK
d (max) <= 920 mm W36	OK
Peso <= 224 kg/m	OK
Lv/h > 7	OK
tf < 25 mm	OK
Limitaciones conexión Columna WUF W	
d (max) <= 920 mm W36	OK

DISEÑO DE PLACA DE CORTE		
Cantidad de tornillos	2	
ΦD	1.905	cm
F _{nv}	4780	kg/cm ²
LR	2.6289	cm
A _g	5.0081	cm ²
R _y	17953.87538	kgf
Espesor mínimo	0.71	cm
Ancho mínimo	6.985	cm
Alto	11.43	cm
OK		
a	6-12	mm
b	>25	mm
c	>20° & <40°	mm
d	>50	mm
e	>12-25	mm



Diseño de la conexión WUF W		
Longitud Viga	5.75	m
Vu	5451.57	kgf
CONSIDERACIÓN I		
C _{pr}	1.4	
M _{pr}	10095105.0	kgf-cm
CONSIDERACIÓN II		
Sh	0	
CONSIDERACIÓN III		
V _h	5451.57	kgf
CONSIDERACIÓN IV		
M _{uv}	128776.9865	kgf-cm
∑M _f	10223882.0	kgf-cm
R _u	353400.6924	kgf
R _n	135357.546	kgf
CALCULE PLACAS DOBLES		
tp	2.5	cm
R _n	384359.6543	kgf
OK		
CONSIDERACIÓN V		
φV _n	44905.13001	T
D/C	0.1214	
CONSIDERACIÓN VI		
DISEÑO DE PLACA DE CONTINUIDAD		
tp	10.7	mm
lp	42.824	cm
ap	12.738	cm