

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO



**FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Proyecto de investigación previo a la obtención del título de Ingeniera Civil

TRABAJO DE TITULACIÓN

Título del proyecto:

**ANÁLISIS CORRELACIONAL DE TRES CONEXIONES PRECALIFICADAS
EN EDIFICIOS RESIDENCIALES DE ACERO CONSIDERANDO DISEÑO
POR DESEMPEÑO.**

Autor:

Jhonny Javier Satán Maji

Tutor:

Ing. Diego Hidalgo, MSc.

Riobamba - Ecuador

Año 2023

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación nos corresponde exclusivamente a: Jhonny Javier Satán Maji, al Ing. Diego Hernán Hidalgo Robalino y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.



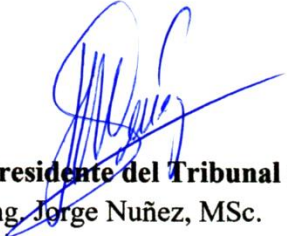
Sr. Jhonny Javier Satán Maji

CI: 060378807-6


CERTIFICADO DE LOS MIEMBROS DEL TRIBUNAL

Quienes suscribimos, catedráticos designados Miembros del Tribunal de grado para la evaluación del trabajo de investigación “**análisis correlacional de tres conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero considerando diseño por desempeño**” por **Jhonny Javier Satan Maji**, con cédula de identidad número **060405741-4**, bajo la tutoría de Ing. Diego Hidalgo MSc; certificamos que recomendamos la APROBACIÓN de este con fines de titulación. Previamente se ha evaluado el trabajo de investigación y escuchada la sustentación por parte de su autor; no teniendo más nada que observar.

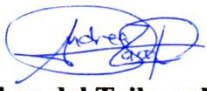
De conformidad a la normativa aplicable firmamos, en Riobamba 12 de mayo de 23



Presidente del Tribunal de Grado
Ing. Jorge Nuñez, MSc.



Miembro del Tribunal de Grado
Ing. Diego J. Barahona, R M.Sc.



Miembro del Tribunal de Grado
Ing. Andrea Zárate, MSc.

DICTAMEN FAVORABLE DEL TUTOR Y MIEMBROS DE TRIBUNAL

Quienes suscribimos, catedráticos designados Tutor y Miembros del Tribunal de Grado para la evaluación del trabajo de investigación “análisis correlacional de tres conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero considerando diseño por desempeño” por Jhonny Javier Satan Maji, con cédula de identidad número 060405741-4, certificamos que recomendamos la APROBACIÓN de este con fines de titulación. Previamente se ha asesorado durante el desarrollo, revisado y evaluado el trabajo de investigación escrito y escuchada la sustentación por parte de su autor; no teniendo más nada que observar.

De conformidad a la normativa aplicable firmamos, en Riobamba **12 de mayo de 2023**.

Ing. Jorge Nuñez, MSc
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL DE GRADO



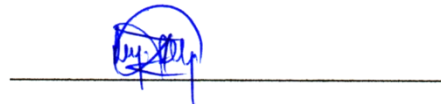
Ing. Diego J. Barahona, R M.Sc.
MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE GRADO



Ing. Andrea Zárate, MSc.
MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE GRADO



Ing. Diego Hidalgo MSc
TUTOR





CERTIFICACIÓN

Que, **SATAN MAJI JHONNY JAVIER** con CC: 060405741-4, estudiante de la Carrera de ingeniería civil, **NO VIGENTE**, Facultad de ingeniería; ha trabajado bajo mi tutoría el trabajo de investigación titulado "**análisis correlacional de tres conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero considerando diseño por desempeño**", cumple con el **8 %**, de acuerdo al reporte del sistema Anti plagio **urkund** porcentaje aceptado de acuerdo a la reglamentación institucional, por consiguiente, autorizo continuar con el proceso.

Riobamba, 10 de mayo de 2023

Ing. Diego Hidalgo, MSc.

TUTOR(A) TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer momento al universo por permitirme escribir esto, por permitirme avanzar cada día, a todas las personas que estuvieron conmigo, a mis amigos, mi familia y novia. Quienes nunca me dejaron de lado y las personas que siempre me apoyaron y quisieron. A quienes al leer esto se den por aludidos. Me agradezco a mí también por darme fuerzas, a la vida por darme la oportunidad de estudiar y ser mejor cada día uwu.

Jhonny Javier Satan Maji.

DEDICATORIA

Le quiero dedicar esta tesis a todos los que me han dado una mano en este camino por la carrera. A mis profesores, por aguantar mis preguntas irrelevantes y por enseñarme lo que necesito saber para ser un ingeniero de verdad. A mi pareja, por apoyarme en las buenas y en las malas, y por aguantar mis momentos de estrés. Pero en especial, quiero agradecer a mis amigos, esos que me han visto derrapar más de una vez en las materias difíciles, pero que siempre me han tendido una mano para levantarme por soportar mis quejas y desahogos.

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Contenido
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	
AGRADECIMIENTO.....	
DEDICATORIA.....	
RESUMEN.....	
ABSTRACT	
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	
OBJETIVOS.....	
OBJETIVO GENERAL	
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	
CAPÍTULO I.- INTRODUCCIÓN	18
1.1. Generalidades.....	18
1.2. Fundamentos diseño por desempeño	19
CAPÍTULO II.- EDIFICACIÓN Y CONEXIONES	21
2.1. Pórticos especiales a momento (SMF).....	21
2.2. Códigos de diseño.	21
2.3. Los códigos internacionales:.....	21
2.4. Procedimiento de cálculo del diseño basado en fuerzas.	22
2.5. Método de diseño LRFD.....	22
2.6. Combinación de cargas para el diseño por última resistencia.	23
2.7. Ajuste del corte basal para los resultados obtenidos mediante análisis dinámico	23
2.8. Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	24
2.9. Materiales a utilizar.....	24
2.10. Parámetro para el análisis modal espectral	25
2.11. Análisis de la estructura.	26
2.11.1.- Control de excentricidad.	26
2.11.2.- Control de las derivas de piso.	27
2.11.3.- Modos de vibración.....	28
2.11.4.- Periodo fundamental.	30
2.11.5.- Ajuste del corte basal estático y dinámico.	30
2.11.5.- Efecto P-Delta.	31
2.11.5.- Derivas de piso.....	32
2.11.6.- Cortantes sísmicos.	32

2.11.6.- Carga total vertical sin mayorar.	32
2.11.7.- Cálculo del índice de estabilidad.	33
2.12. Análisis Pushover.	33
2.13. Curva de capacidad	33
2.14. Formación de rótulas plásticas	35
2.15. Curva de capacidad	36
2.16. Ductilidad en sentido “x”	36
2.17. Sobrerresistencia en sentido “x”	36
2.18. Ductilidad en sentido “y”	36
2.19. Sobrerresistencia en sentido “y”	36
2.20. Conexiones	37
2.20.1.- Conexión precalificada.	37
2.20.2.- Ubicación de las rótulas plásticas.	38
2.20.3.- Momento probable en la rótula plástica.	38
2.20.4.- Cizalla en la rótula plástica.	39
2.20.5.- Relación sísmica columna fuerte viga débil	39
2.20.6.- Placas de continuidad.	40
2.20.7.- Espesor de las placas de continuidad.	41
2.20.8.- Soldaduras en las placas de continuidad.	41
2.20.9.- Recomendaciones FEMA 350.	42
2.20.10.- Área k.	43
2.20.11.- Panel nodal.	43
2.20.12.- Resistencia a corte en la zona del panel.	44
2.20.13.- Espesor de la zona nodal.	46
2.20.14.- Soldadura de las dobles placas en la zona del panel.	46
2.20.15.- Conexión viga de sección reducida (RBS).	46
2.20.16.- Conexión placa de extremo extendida sin rigidizador (BUEP)	48
2.20.17.- Conexión de momento de la web soldadura (WUF-W).....	51
CAPÍTULO III METODOLOGÍA.....	57
3.0. Metodología y Esquema Metodológico	57
3.1. Caracterización de las edificaciones residenciales en la ciudad de Riobamba.	59
3.2. Resultados de la caracterización.	60
3.3. Ejemplo de edificación residencial típica.	61
3.4. Proceso Estructural	61
3.5. Cuantificación de cargas.	62
3.6. Análisis Jerárquico Multicriterio	63
3.7. Principio de descomposición	63

CAPÍTULO IV.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN	63
4.1. Comparación de tipologías estructurales mediante el método AHP.....	64
4.2. Análisis de las características de la conexión RBS.....	64
4.3. Análisis de las características de la conexión BUEEEP-4E	64
4.1. Análisis de las características de la conexión WUF-W	64
4.2. Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático.	64
4.3. Matriz de comprobación de criterios	65
CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	68
5.1. Conclusiones	68
5.2. Recomendaciones	69
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70
ANEXOS.....	71
Anexo 1.- Propuesta de diseño.	71
Anexo 2 Coeficientes de configuración en planta y elevación.	73
Anexo 3.- Cuantificación de cargas.	74
Anexo 4.- Predimensionamiento de elementos estructurales.	76
Anexo 5.- Pre diseño de la placa colaborante	76
Anexo 6.- Pre dimensionamiento de vigas secundarias.	76
Anexo 7.- Pre dimensionamiento de las vigas principales.	77
Anexo 8.- Viga central de borde.	79
Anexo 9.- Pre dimensionamiento de columnas.	80
Anexo 10.- Diseño de elementos estructurales.....	82
Anexo 11.- Diseño de la conexión (RBS).	89
Anexo 12.- Diseño de la conexión (BUEP-4E).....	99
Anexo 13.- Diseño de la conexión (WUF-W).....	112

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia.....	23
Tabla 2: <i>Predimensionamiento de los elementos.</i>	24
Tabla 3: <i>Materiales utilizados en la modelación y cálculo.</i>	24
Tabla 4: <i>Parámetros que determinan el espectro de aceleraciones elástico.</i>	25
Tabla 5: <i>Centros de masas y rigideces.</i>	26
Tabla 6: <i>Control de excentricidades.</i>	27
Tabla 7: <i>Participación modal de la masa.</i>	29
Tabla 8: Periodo fundamental de la estructura.....	30
Tabla 9: Sismo estático en sentido x e y.	31
Tabla 10: Sismo dinámico en sentido x e y.....	31
Tabla 11: Derivas elásticas.....	32
Tabla 12: Cortantes sísmicos	32
Tabla 13: Carga vertical sin mayorar.	32
Tabla 14: Cálculo del índice de estabilidad.	33
Tabla 15: Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS.	48
Tabla 16: Parámetros y limitaciones generales de la conexión (BUEP).	50
Tabla 17: Parámetros y limitaciones generales en la conexión (WUF-W).	52
Tabla 18: Momentos, cortantes y carga axial en vigas y columna.....	53
Tabla 19: <i>Alturas de entrepiso para edificaciones en la ciudad de Riobamba.</i>	59
Tabla 20: <i>Características principales de las edificaciones tipo residencial.</i>	60
Tabla 21: <i>Datos característicos de una edificación residencial, para la ciudad de Riobamba.</i>	61
Tabla 22: <i>Cuantificación de cargas.</i>	62
Tabla 23: Escala de Comparación del Método AHP	63
Tabla 24: Análisis lineal y no lineal de las Características σ tensión [MPa] de la conexión RBS	64
Tabla 25: Análisis lineal y no lineal de las Características σ tensión [MPa] de la conexión BUEEP-4E	64
Tabla 26: Análisis de las características σ tensión [MPa] de la conexión WUF-W	64
Tabla 27: Matriz de comprobación de criterios σ tensión [MPa] - análisis lineal	65
Tabla 28: Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático CRITERIO: bf.	65
Tabla 29: Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático CRITERIO: tf.	65
Tabla 30: Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático CRITERIO: C-V.	65
Tabla 31: Tabla de resultados de priorización de alternativas en análisis jerárquico en condiciones lineales.....	65
Tabla 32: Matriz de comprobación de criterios σ tensión [MPa] – análisis no lineal	66
Tabla 33: Análisis de las características de las conexiones en el diseño no lineal- CRITERIO: bf.	66
Tabla 34: Análisis de las características de las conexiones en el diseño no lineal- CRITERIO: tf.	66
Tabla 35: Análisis de las características de las conexiones en el diseño no lineal- CRITERIO: C-V.	66
Tabla 36: Tabla de resultados de priorización de alternativas en análisis jerárquico en condiciones no lineales.....	66

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Espectro de aceleraciones elástico e inelástico.	26
Ilustración 2: Deriva máxima en sentido x.	27
Ilustración 3: Deriva máxima en sentido y.	28
Ilustración 4: Primer modo de vibración (Traslacional).	29
Ilustración 5: Segundo modo de vibración (Traslacional).	30
Ilustración 6: Tercer modo de vibración (Torsional).	30
Ilustración 7: Curva de Capacidad	34
Ilustración 8: Formación de rótulas de colapso en el sentido “x” (acero estructural)	35
Ilustración 9: Formación de rótulas de colapso en el sentido “y” (acero estructural)	35
Ilustración 10: Curva de capacidad con valores cortantes sentido “x” (acero estructural)	36
Ilustración 11: Curva de capacidad con valores cortantes sentido “y” (acero estructural)	36
Ilustración 12: Nomenclatura y partes generales de una conexión.	37
Ilustración 13: Ubicación de la rótula plástica.	38
Ilustración 14: Ubicación de las placas de continuidad.	40
Ilustración 15: Detalles de soldadura.	42
Ilustración 16: Detalle del orificio de acceso de suelda.	43
Ilustración 17: Deformación excesiva en la zona del panel.	44
Ilustración 18: Placas nodales de refuerzo a un solo lado.	45
Ilustración 19: Placas nodales de refuerzo a ambos lados.	45
Ilustración 20: Conexión Viga de Sección Reducida (RBS).	47
Ilustración 21: Detalles de suelda en la conexión WUF-W. Fuente: FEMA 350.	51
Ilustración 22: Conexión RBS con cargas aplicadas en sus elementos.	53
Ilustración 23: Chequeo de la Conexión RBS.	54
Ilustración 24: <i>Distribución de esfuerzos en la conexión RBS</i>	55
Ilustración 25: <i>Distribución de esfuerzos en la conexión WUF-W</i>	56
Ilustración 26: Distribución de esfuerzos en la conexión BUEP-4E.	56
Ilustración 27: Diagrama de procesos de la metodología del proyecto de investigación. ..	58
Ilustración 28: Pórtico característico para la ciudad de Riobamba.	59
Ilustración 29: Mapa de zonificación sísmica de los suelos de Riobamba.	60
Ilustración 30: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 1. Fuente: Autor.	71
Ilustración 31: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 2-3. Fuente: Autor.	72
Ilustración 32: Coeficientes de irregularidad en planta, Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	73
Ilustración 33: Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente (NEC-SE-DS, 2015)..	74

RESUMEN

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica, propuesto en las normativas y códigos mayormente usados tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, es decir que no lleven al colapso posterior de la estructura.

En el presente trabajo de investigación busca determinar técnica la conexión precalificada óptima de edificios residenciales de acero de baja altura en la ciudad de Riobamba mediante una comparación multicriterio AHP (Analytic Hierarchy Process), considerando aquellas conexiones precalificadas que se encuentran documentadas en las normas internacionales AISC 358-10, FEMA 350 y exceptuando las conexiones que se encuentran patentadas. Se realizó la elección y comparación de tres tipos de conexiones precalificadas como son: viga de sección reducida (RBS), placa de extremo extendida apernada sin rigidizador (BUEEP) y alas soldadas sin refuerzo alma soldada (WUF-W).

El software Idea Statica será de gran ayuda para el análisis y diseño de los tipos de conexiones propuestas en esta investigación. Los resultados del estudio indican que existe una correlación significativa entre el desempeño sísmico de las conexiones y las variables de diseño. Además, se encontró la conexión con la mejor resistencia sísmica y también la más difícil de construir.

Palabras claves: Acero, Análisis no Lineal, Conexiones, Estructural

ABSTRACT

The design of structures based on seismic resistance, proposed in the regulations and codes mostly used, has as main objectives that the structures are capable of resisting low intensity earthquakes without suffering significant structural damage, that is, that they do not lead to the subsequent collapse of the structure.

In the present research work, it seeks to technically determine the optimal prequalified connection of low-rise steel residential buildings in the city of Riobamba through an AHP (Analytic Hierarchy Process) multicriteria comparison, considering those prequalified connections that are documented in the AISC international standards. 358-10, FEMA 350 and except for connections that are patented. The choice and comparison of three types of prequalified connections was made, such as: reduced section beam (RBS), bolted extended end plate without stiffener (BUEEP) and welded flanges without welded web reinforcement (WUF-W).

The Idea Statica software will be of great help for the analysis and design of the types of connections proposed in this research. The results of the study indicate that there is a significant connection between the seismic performance of the connections and the design variables. In addition, the connection with the best seismic resistance was found and also the most difficult to build.

Keywords: Steel, Non-Linear Analysis, Connections, Structural

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad, la realización de una evaluación de diseño es primordial, dada la necesidad de poseer modelos y métodos de cálculo acordes con las demandas y exigencias en el cálculo y construcción. El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica, propuesto en las normativas y códigos vigentes, tiene como objetivo principal que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, así como sismos moderados con daños reparables, y sismos de mayor intensidad sin que se produzca un colapso.

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero en SEAOC et al., 1995). De tal forma, que el diseño tradicional se convierte en parte del análisis para llegar a un resultado no lineal llamado PUSHOVER, esta práctica de diseño bajo desempeño implica tener claro el nivel de seguridad, ya sea por el diseñador o por el requerimiento, en caso de ser una estructura esencial (Mecánica, 2014).

La aproximación de la presente investigación realizado proviene de un planteamiento simple y práctico, para el diseño de conexiones a momento soldadas viga-columna, planteados en publicaciones de FEMA y AISC, derivado de las observaciones realizadas en diferentes eventos sísmicos (Hamburger, 2006). Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño por la evaluación estructural (Politécnica et al., 2013).

FEMA investigó y calificó a un determinado grupo de conexiones llamadas “Precalificadas”, éstas pueden ser diseñadas y construidas sin necesidad de chequeo o verificación teórica y analítica. FEMA 350 ha precalificado 9 conexiones (entre soldadas y empernadas) y proporcionó especificaciones para cada tipo de conexión, algunas de estas se encuentran señaladas en los códigos como es el caso de “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” (ANSI/AISC 358-10)(Shapiro et al., 2000)

Posteriormente se realizará una investigación teórica-correlacional en la cual se identificará las variables las cuales afectan en mayor medida el proceso de calificación de una conexión sismo resistente, para de esta manera mediante el diseño por desempeño evaluar las conexiones precalificadas que se han seleccionado previamente y mediante un análisis estático no lineal (Pushover) compararlas mediante el método AHP (Analytic Hierarchy Process).

La investigación que se realizará deberá ser una investigación descriptiva y correlacional en la cual se analizará el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas más comúnmente utilizadas en el medio local, utilizando los parámetros de calificación impuestos por la norma americana AISC y La Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

El presente trabajo investigativo parte con una revisión bibliográfica profunda en los buscadores electrónicos como: Google Académico, Scopus y Repositorios de Universidades, con el fin de abordar temas relacionados a las conexiones precalificadas, para facilitar el trabajo se fijaron parámetros de búsqueda como por ejemplo que la búsqueda sea dirigida para nuestro país y las publicaciones sean en la última década, entre otros.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Realizar un análisis correlacional de tres conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero considerando diseño por desempeño.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigar estudios previos y referencias bibliográficas referente a diseño por desempeño en estructuras y conexiones en acero.
- Diseñar una estructura metálica residencial típica bajo consideraciones de desempeño.
- Diseñar las conexiones precalificadas siguiendo los lineamientos de las normas NEC 2015, AISC 358-10 y FEMA 350.
- Comparar las conexiones precalificadas diseñadas de una estructura con desempeño y sin desempeño mediante AHP.

CAPÍTULO I.- INTRODUCCIÓN

1.1.Generalidades

Los problemas de diseño sísmico se pueden resolver utilizando el enfoque de capacidad de demanda. En un primer paso, el análisis estructural estima la demanda sísmica en la estructura, que debe ser satisfecha en un segundo paso por una capacidad sismorresistente adecuada. En el caso especial de los sistemas estructurales tradicionales, se debe tener en cuenta la resistencia lateral, la rigidez lateral y la capacidad máxima de deformación de la estructura sísmica al crear un equilibrio entre demanda y capacidad.

Aunque la función de la resistencia lateral y la rigidez es controlar la demanda máxima y acumulativa de deformación lateral, la capacidad máxima de deformación depende, entre otras cosas, del refuerzo suministrado a los elementos estructurales.

El código FEMA 273 es un compendio de diseño por desempeño, aplicable para estructuras de hormigón armado, acero estructural, estructuras de madera, sistemas de mampostería portante, y sistemas mixtos que se encuentran diversos países y localidades del mundo entero. Es posible utilizar este código como una guía, siempre y cuando se sigan los reglamentos del código de construcción y normas que establece sobre el mismo la legislación de un Estado o país. Por lo tanto, para el presente estudio es necesario conocer los diferentes puntos en los que FEMA 273 cubre el diseño por desempeño y los puntos en los que NEC 2015 norma el diseño, y provee las normas para evaluar el riesgo sísmico y aplicar estos lineamientos para aplicar las recomendaciones de FEMA 273.

Los niveles de desempeño, objetivos de rehabilitación, y el análisis y modelado de la estructura, son puntos clave donde FEMA interviene para normar el diseño por desempeño. En cuanto al análisis del riesgo sísmico, que se da en función de la ubicación del país, nos regiremos a la normativa ecuatoriana de construcción en vigencia.

Los métodos y criterios de diseño para lograr varios niveles y rangos diferentes de desempeño sísmico están definidos por los cuatro niveles de desempeño de Edificio, que son Prevención de Colapso, Seguridad de la Vida, Ocupación Inmediata, y Operacional.

Estos niveles son puntos distintos en un continuo que describen el rendimiento esperado de un edificio, el grado de daño, la pérdida económica y el daño potencial. Cada Nivel de Rendimiento de Edificio se compone de un Nivel de Rendimiento Estructural que describe el estado límite de daño de los sistemas estructurales, y un Nivel de Rendimiento No Estructural que describe el estado límite de daño de los sistemas no estructurales. Tres Niveles de Rendimiento Estructurales y cuatro Niveles de Rendimiento No estructurales son empleados para formar los cuatro Niveles de Rendimiento de Edificios básicos mencionados anteriormente. Además, se definen dos rangos de desempeño estructural para proporcionar designaciones para posibles reparaciones únicas para fines específicos y, por lo tanto, estarán claramente definidos entre los niveles estructurales. Se incluyen otras categorías estructurales y no estructurales para describir diferentes intenciones de reparación de terremotos

1.2.Fundamentos diseño por desempeño

En la actualidad, la realización de una evaluación de diseño es primordial, dada la necesidad de poseer modelos y métodos de cálculo acordes con las demandas y

exigencias en el cálculo y construcción. El objetivo principal del diseño estructural basado en terremotos propuesto en los códigos y códigos actuales es garantizar que las estructuras puedan resistir terremotos de baja intensidad sin daños estructurales importantes y terremotos moderados con daños reparables y mayor resistencia sin colapsar. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de la estructura (en términos de daño potencial) no se cuantifica porque generalmente solo se considera un nivel de movimiento del suelo donde el edificio no debe colapsar. Estos pronósticos rara vez reconocen los daños significativos y las pérdidas masivas asociadas con terremotos más frecuentes. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos de baja intensidad (Northridge Estados Unidos, 17/01/1994, Umbría-Marche Italia 26/09/1997 y 14/10/1997).

En estos casos, a pesar de que muchas estructuras que contaban con diseño sismorresistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una magnitud significativa, debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad.

CAPÍTULO II.- EDIFICACIÓN Y CONEXIONES

2.1. Pórticos especiales a momento (SMF).

Los pórticos especiales a momento son los que presentan mayor capacidad de disipación de energía y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta elevado ($R=8$ según la NEC2015). Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente por flexión en las vigas, y en menor medida, en los paneles nodales de las columnas, esto implica la ocurrencia de daño estructural, como resultado de la fluencia del acero y eventualmente de problemas de inestabilidad como el pandeo local (Crisafulli, 2012).

Lo más importante en estos sistemas son las conexiones viga-columna, detalles que garantizan la formación de rótulas plásticas (Cardoso & Quishpe, 2014).

2.2. Códigos de diseño.

El diseño de la estructura se lleva a cabo dentro del contexto normativo vigente para nuestro país, acatando en su mayoría los requisitos para el análisis estructural y el dimensionamiento de elementos (Anilema, 2017).

Los códigos ecuatorianos de diseño que se utilizó fueron:

- NEC_SE_CG: Cargas (no sísmicas).
- NEC_SE_DS: Cargas sísmicas y Diseño Sismo Resistente.
- NEC_SE_AC: Estructuras de Acero.

2.3. Los códigos internacionales:

- AISC 358-10: Prequalified Connections for Especial and Intermediate Steel Moment Trames for Seismic Applications

- FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.

2.4. Procedimiento de cálculo del diseño basado en fuerzas.

El procedimiento de cálculo y diseño se encuentra definido en el código de peligro sísmico, NEC-SE-DS, donde se presentan los requerimientos que se aplicaran al diseño sismorresistente del edificio, los cuales son:(Pillajo, 2017)

- Determinar el espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las propiedades geotécnicas del sitio de emplazamiento de la edificación.
- Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración T_a .
- Determinar el cortante basal V .
- Aplicación de las fuerzas sísmicas, comprobación del comportamiento adecuado de la estructura a través de los modos de vibración y chequeo de los índices de derivas para que no superen el valor máximo permitido.

2.5. Método de diseño LRFD

Diseño por factores de carga y resistencia, conocido también como LRFD, por sus siglas en inglés (Load and Resistance Factor Design). Este método se fundamenta en conceptos de estados límites de resistencia y de servicio. El estado límite de resistencia o último, se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras como resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. En cambio el estado límite de servicio, se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones y derivas excesivas (Cevallos, 2017).

2.6. Combinación de cargas para el diseño por última resistencia.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:(Diego, Valencia, Luis, & Guevara, 2014)

Tabla 1: *Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia.*

Combinación	Descripción
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 L +0,5 máx. (Lr ; S; R)
3	1,2 D + 1,6 máx. (Lr ; S; R) + máx. (L; 0,5 W)
4	1,2 D + 1 W + L +0,5 máx. (Lr; S; R)
5	1,2 D + 1 E + L +0,2 S
6	0,9 D + 1 W
7	0,9 D + 1 E

Fuente: Cargas no sísmicas (NEC, 2015).

En donde:

D= Carga Permanente o muerta.

E= Carga de sismo.

L= Sobrecarga o carga viva.

Lr= Sobrecarga de cubierta.

S= Carga de granizo.

W= Carga de Viento.

2.7. Ajuste del corte basal para los resultados obtenidos mediante análisis dinámico

La cuantía del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)

- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

2.8. Predimensionamiento de los elementos estructurales.

La edificación está ubicada en una asignación de suelo Z8, en un suelo consolidado naturalmente en estado firme, con un permiso de uso de suelo para edificaciones mixtas residenciales, y por el mapa microzonificación sísmica de suelos de la ciudad de Riobamba, se le asignó un perfil de suelo tipo D. En base a la distribución en planta, al tipo de uso que se le va a dar, se establece las dimensiones preliminares de viguetas, vigas, gradas y columnas. Para aquello se elige el vano más representativo.

Tabla 2: *Predimensionamiento de los elementos.*

Elemento	Descripción	Observación
Vigueta	IPE 200	Nivel 3
Viga Central	IPE 270	Nivel 1-2 y tapa grada
Viga Borde	IPE 220	Nivel 3
Columna	HEB 320	Todos los niveles (centrales)
Escalón	C350X80X4	Escalera
Perfiles extremos	C250X60X4	Escalera
Placa deck	Espesor 65 mm	Todas las losas

Fuente: Autor

2.9. Materiales a utilizar.

Tabla 3: *Materiales utilizados en la modelación y cálculo.*

Elemento / Material	Descripción	Normativa
Viguetas, vigas, columna y escaleras.	A36	AISC 360-10
Placa deck	A37	KUBIEC – CONDUIT
Hormigón	210 kg/cm ²	NEC-15
Pernos	A325 clase B	AISC 360-10

2.10. Parámetro para el análisis modal espectral

Tabla 4: *Parámetros que determinan el espectro de aceleraciones elástico.*

Parámetro / Característica	Descripción	Normativa
Región	Sierra	UBICACIÓN
Ciudad	Riobamba	UBICACIÓN
Zona sísmica	V	NEC-SE-DS _ 3.1.1
Factor de zona Z	Z=0,4	NEC-SE-DS _ 3.1.1
Caracterización del peligro sísmico	alta	NEC-SE-DS _ 3.1.1
Perfil de suelo	D	NEC-SE-DS _ 3.2.1
Relación de la amplificación espectral	$\eta=2,48$	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Coefficientes de amplificación de suelo	Fa=1,2 Fd=1,19 Fs=1,28	NEC-SE-DS _ 3.2.2
Factor usado en el espectro de diseño elástico.	r=1	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Importancia de la estructura	I=1	NEC-SE-DS _ 4.1
Coefficiente irregularidad en planta	$\emptyset_p=1$	NEC-SE-DS _ 5.2.1
Coefficiente irregularidad en elevación	$\emptyset_e=0,9$	
Factor de reducción de resistencia sísmica	R=8	NEC-SE-DS _ 6.3.4
Periodo límite de vibración	Tc=0,698	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Periodo de vibración natural	T=0,492s	Estructura
Periodo límite de vibración	To=0,126	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa=1,039s	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Coefficiente de cortante basal	V=0,1444	NEC-SE-DS _ 6.3.2
Coefficiente relacionado al periodo de vibración.	K=1	NEC-SE-DS _ 6.3.5

Fuente: NEC 2015 SE_DS.

Debido a que se espera que gran parte de la carga sísmica, sea disipada por la ductilidad de la estructura, en el programa ETABS, se ingresara el espectro inelástico, es decir dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de resistencia sísmica R.

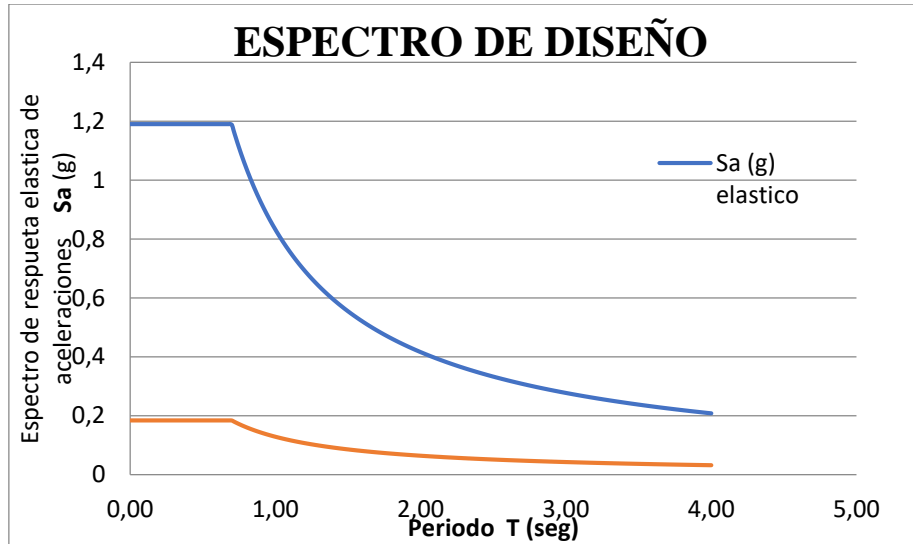


Ilustración 1: Espectro de aceleraciones elástico e inelástico.

Fuente: NEC 2015 SE_DS.

2.11. Análisis de la estructura.

2.11.1.- Control de excentricidad.

Se debe verificar que la excentricidad máxima, no supere el 5% de la distancia en el sentido de análisis.

Tabla 5: Centros de masas y rigideces.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
Story4	D1	0.55376	0.55376	11.4406	10.05	0.55376	0.55376	11.4406	10.05	11.3333	9.9141
Story3	D2	7.08321	7.08321	8.6509	5.7734	7.08321	7.08321	8.6509	5.7734	8.8684	6.2901
Story2	D3	11.01778	11.01778	8.6229	5.7573	11.01778	11.01778	8.6229	5.7573	8.9071	5.925
Story1	D4	9.8592	9.8592	9.4403	5.3042	9.8592	9.8592	9.4403	5.3042	8.7841	5.6081

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

$$e_{max} < 5\%D$$

$$5\% * Dx = 5\% * 17.3 = 0.86m$$

$$5\% * Dy = 5\% * 10.4 = 0.52m$$

Tabla 6: Control de excentricidades.

STORY.	SENTIDO X			SENTIDO Y				
	Centro masas.	Centro rigideces.	e máx.	Control	Centro masas.	Centro rigideces.	e máx.	Control
4	11.440	11.333	0.1073	CUMPLE	10.05	9.914	0.139	CUMPLE
3	8.650	8.868	0.2175	CUMPLE	5.773	6.290	0.516	CUMPLE
2	8.622	8.907	0.2842	CUMPLE	5.757	5.925	0.167	CUMPLE
1	9.440	8.784	0.6562	CUMPLE	5.304	5.608	0.303	CUMPLE

2.11.2.- Control de las derivas de piso.

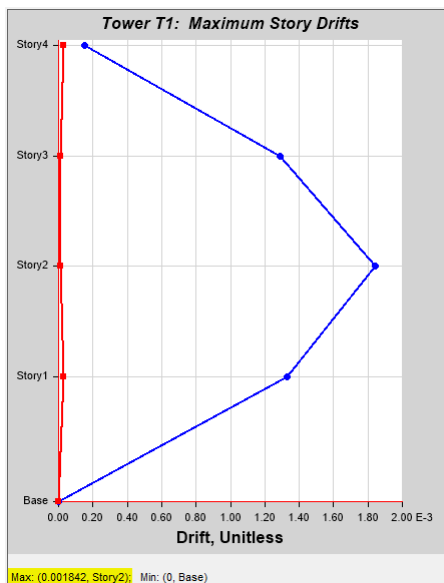
Según la NEC-SE-DS pág. 69, establece que se deberá comprobar que la estructura no presente deformaciones inelásticas controlables, para lo cual establece la siguiente expresión.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

El valor resultante de deriva de piso máxima inelástica no debe superar 0.02 para este tipo de estructura.

Sentido x.

Ilustración 2: Deriva máxima en sentido x.



Fuente: Software estructural ETABS 2016.

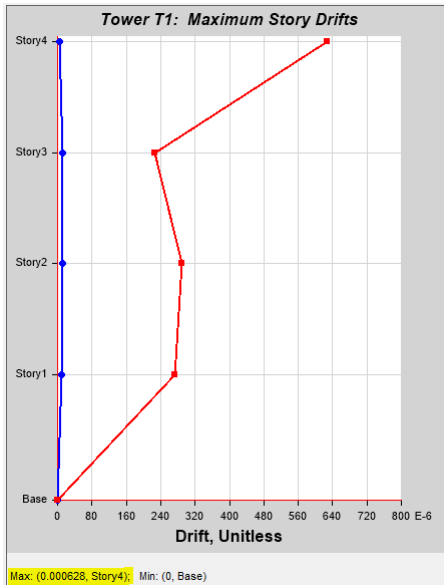
$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E.$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.001842 = 0.0110$$

$$0.0110 < 0.02 \quad CUMPLE.$$

Sentido y.

Ilustración 3: Deriva máxima en sentido y.



Fuente: Software estructural ETABS 2016.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E.$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.000628 = 0.00376$$

$$0.00376 < 0.02 \quad CUMPLE.$$

2.11.3.- Modos de vibración.

Los modos de vibración es un parámetro muy importante, donde se considera que la estructura trabaje monolíticamente, para aquello se verifica que sus dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercero rotacional.

Tabla 7: Participación modal de la masa.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.492	0.8487	0.000002875	0	0.8487	0.000002875	0	7.782E-07	0.1694	0.0001	7.782E-07	0.1694	0.0001
Modal	2	0.211	0.000002552	0.8548	0	0.8487	0.8548	0	0.1641	5.772E-07	0.00002507	0.1641	0.1694	0.0001
Modal	3	0.151	0.0014	0.0018	0	0.8501	0.8567	0	0.0026	0.0137	0.8482	0.1667	0.1831	0.8483
Modal	4	0.139	0.1169	0.0001	0	0.967	0.8567	0	0.0001	0.7047	0.0053	0.1668	0.8878	0.8535
Modal	5	0.121	0.00001722	0.0438	0	0.967	0.9005	0	0.1467	0.00004573	0.035	0.3135	0.8878	0.8885
Modal	6	0.074	0.0001	0.0749	0	0.9672	0.9755	0	0.5836	0.0003	0.0004	0.8971	0.8882	0.8889
Modal	7	0.072	0.0292	0.0004	0	0.9963	0.9759	0	0.003	0.0727	0.0005	0.9001	0.9609	0.8894
Modal	8	0.056	0.00002952	0.0005	0	0.9964	0.9763	0	0.0022	0.0021	0.0787	0.9023	0.963	0.9681
Modal	9	0.049	0	0.0211	0	0.9964	0.9974	0	0.0841	0.00001697	0.0013	0.9865	0.963	0.9694
Modal	10	0.046	0.00000261	0.0001	0	0.9964	0.9975	0	0.0003	0.0001	0.0032	0.9868	0.963	0.9726
Modal	11	0.041	0.00002832	0.0007	0	0.9964	0.9983	0	0.0044	0.0001	0.0006	0.9912	0.9631	0.9732
Modal	12	0.039	7.705E-07	0.00004357	0	0.9964	0.9983	0	0.0003	0.0002	0.0013	0.9915	0.9633	0.9745

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

$$\%Torsión = \frac{Rz_{modo1}}{Max(Ux, Uy)} \leq 30\%$$

$$Modo 1 = \frac{0,0001}{0,8487} \leq 30\%$$

Modo 1 = 0.01% Traslacional.

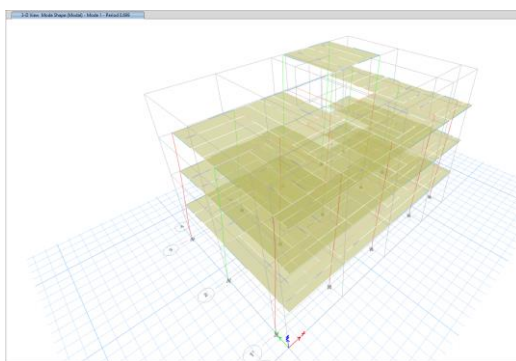
$$\%Torsión = \frac{Rz_{modo2}}{Max(Ux, Uy)} \leq 30\%$$

$$Modo 2 = \frac{0,000025}{0,8548} \leq 30\%$$

Modo 1 = 0,00% Traslacional

Primer modo de vibración.

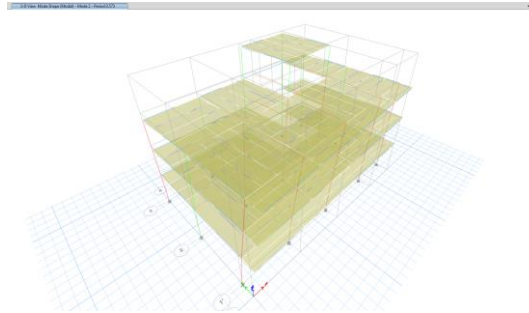
Ilustración 4: Primer modo de vibración (Traslacional).



Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Segundo modo de vibración.

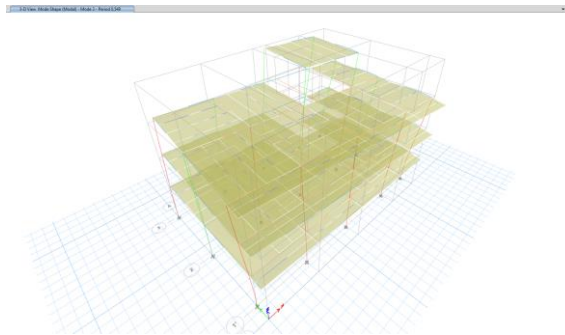
Ilustración 5: Segundo modo de vibración (Traslacional).



Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Tercer modo de vibración.

Ilustración 6: Tercer modo de vibración (Torsional).



Fuente: Software estructural ETABS 2016.

2.11.4.- Periodo fundamental.

El primer periodo de vibración de la estructura es el periodo fundamental, el cual debe estar dentro de un rango, es decir de un periodo T_1 y T_2 , tal como se indica a continuación.

Tabla 8: *Periodo fundamental de la estructura.*

T_1	T fundamental	T_2
0,467	0,609	0,706

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

2.11.5.- Ajuste del corte basal estático y dinámico.

Según la NEC-SE-DS, establece que el cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico no debe ser menor al 80% del cortante

basal obtenido por el método estático en estructuras regulares (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b, p.56).

Sismo estático.

Tabla 9: *Sismo estático en sentido x e y.*

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load pattern	Type	Direction	Eccentricity	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
SXX	Seismic	X+ Ecc. Y	5	No	Story 4	Base	1.444	1	273.59729	39.5074
SYX	Seismic	Y+ Ecc. X	5	No	Story 5	Base	1.444	1	273.59729	39.5074

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Sismo dinámico.

Tabla 10: *Sismo dinámico en sentido x e y.*

TABLE: Story Forces									
Story	Output Case	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	DINAMICOX	Max	Top	0	35.3583	0.6086	199.2044	1.6458	127.6864
Story1	DINAMICOX	Max	Bottom	0	35.3583	0.6086	199.2044	2.3973	240.7292
Story1	DINAMICOY	Max	Top	0	0.6086	32.0783	259.1714	124.2528	1.3138
Story1	DINAMICOY	Max	Bottom	0	0.6086	32.0783	259.1714	226.1081	1.4328

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Sentido x.

$$V_{Est} * 80\% = 33.75 \text{ ton}$$

$$V_{Din} = 41.38 \text{ ton} > 80\% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Sentido y.

$$V_{Est} * 80\% = 33.75 \text{ ton}$$

$$V_{Din} = 41.51 \text{ ton} > 80\% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

2.11.5.- Efecto P-Delta.

Según la NEC-SE-D, establece que los efectos P-Δ o de segundo orden son causados por un incremento de fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, se puede verificar a través de la expresión del índice de estabilidad Qi (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014c, p.67).

2.11.5.- Derivas de piso.

Tabla 11: Derivas elásticas.

TABLE: Story Drifts								
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
						m	m	m
Story4	DINAMICOX	Max	X	0.001402	8	14	11.55	11.88
Story4	DINAMICOY	Max	X	0.000237	8	14	11.55	11.88
Story4	DINAMICOY	Max	Y	0.001572	4	9	6.35	11.88
Story3	DINAMICOX	Max	X	0.001766	13	17.3	11.55	9
Story3	DINAMICOY	Max	Y	0.00206	21	0	0	9
Story2	DINAMICOX	Max	X	0.002624	13	17.3	11.55	6.12
Story2	DINAMICOY	Max	Y	0.002169	21	0	0	6.12
Story1	DINAMICOX	Max	X	0.002086	13	17.3	11.55	3.24
Story1	DINAMICOY	Max	Y	0.001243	17	0	1.15	3.24

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

2.11.6.- Cortantes sísmicos.

Tabla 12: Cortantes sísmicos

TABLE: Story Forces									
Story	Output Case	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story4	DINAMICOX	Max	Top	0	2.4188	0.1437	21.5684	0	0
Story4	DINAMICOX	Max	Bottom	0	2.4188	0.1437	21.5684	0.4137	6.966
Story4	DINAMICOY	Max	Top	0	0.3403	2.7313	30.2452	0	0
Story4	DINAMICOY	Max	Bottom	0	0.3403	2.7313	30.2452	7.8662	0.9801
Story3	DINAMICOX	Max	Top	0	14.3141	0.3824	85.5012	0.4137	6.966
Story3	DINAMICOX	Max	Bottom	0	14.3141	0.3824	85.5012	1.2466	47.3754
Story3	DINAMICOY	Max	Top	0	0.3629	14.6745	122.7574	7.8662	0.9801
Story3	DINAMICOY	Max	Bottom	0	0.3629	14.6745	122.7574	49.0734	0.843
Story2	DINAMICOX	Max	Top	0	28.2911	0.2868	161.0754	1.2466	47.3754
Story2	DINAMICOX	Max	Bottom	0	28.2911	0.2868	161.0754	1.6458	127.6864
Story2	DINAMICOY	Max	Top	0	0.4803	26.72	215.4944	49.0734	0.843
Story2	DINAMICOY	Max	Bottom	0	0.4803	26.72	215.4944	124.2528	1.3138
Story1	DINAMICOX	Max	Top	0	35.3583	0.6086	199.2044	1.6458	127.6864
Story1	DINAMICOX	Max	Bottom	0	35.3583	0.6086	199.2044	2.3973	240.7292
Story1	DINAMICOY	Max	Top	0	0.6086	32.0783	259.1714	124.2528	1.3138
Story1	DINAMICOY	Max	Bottom	0	0.6086	32.0783	259.1714	226.1081	1.4328

Fuente: Software estructural ETABS 2016

2.11.6.- Carga total vertical sin mayorar.

Tabla 13: Carga vertical sin mayorar.

TABLE: Story Forces								
Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story4	D+L	Top	9.4429	0	0	0	84.5137	-108.593
Story4	D+L	Bottom	10.9051	0	0	0	97.601	-125.4091
Story3	D+L	Top	153.591	0	0	0	852.6778	-1300.7002
Story3	D+L	Bottom	159.5686	0	0	0	888.923	-1353.5222
Story2	D+L	Top	289.239	0	0	0	1575.0171	-2421.7784
Story2	D+L	Bottom	295.2167	0	0	0	1611.2622	-2474.6004
Story1	D+L	Top	424.8871	0	0	0	2297.3563	-3542.8567
Story1	D+L	Bottom	431.612	0	0	0	2338.132	-3602.2814

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

2.11.7.- Cálculo del índice de estabilidad.

Tabla 14: Cálculo del índice de estabilidad.

Story	H (m)	Deriva x (m)	Deriva y (m)	Cortante x (ton)	Cortante y (ton)	Carga vertical (T)	Índice de estabilidad dx		Índice de estabilidad dy	
4	2.88	0.001402	0.001572	2.4188	2.7313	10.9051	0.00219475	CUMPLE	0.00217932	CUMPLE
3	2.88	0.001766	0.00206	14.3141	14.6745	159.5686	0.00683568	CUMPLE	0.00777784	CUMPLE
2	2.88	0.002624	0.002169	28.2911	26.72	295.2167	0.00950741	CUMPLE	0.00832092	CUMPLE
1	3.24	0.002086	0.001243	35.3583	32.0783	431.612	0.00785907	CUMPLE	0.00516188	CUMPLE

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

2.12. Análisis Pushover.

Es un método numérico empleado para determinar la carga máxima y la capacidad de desplazamiento de una estructura, que considera el comportamiento no lineal (inelástico) de los materiales a partir de un cierto nivel de carga, ante la aplicación de fuerzas estáticas incrementales sobre la estructura que componen dichos materiales.

El análisis Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia- deformación, de una estructura bajo distribución de fuerzas inerciales esperadas.

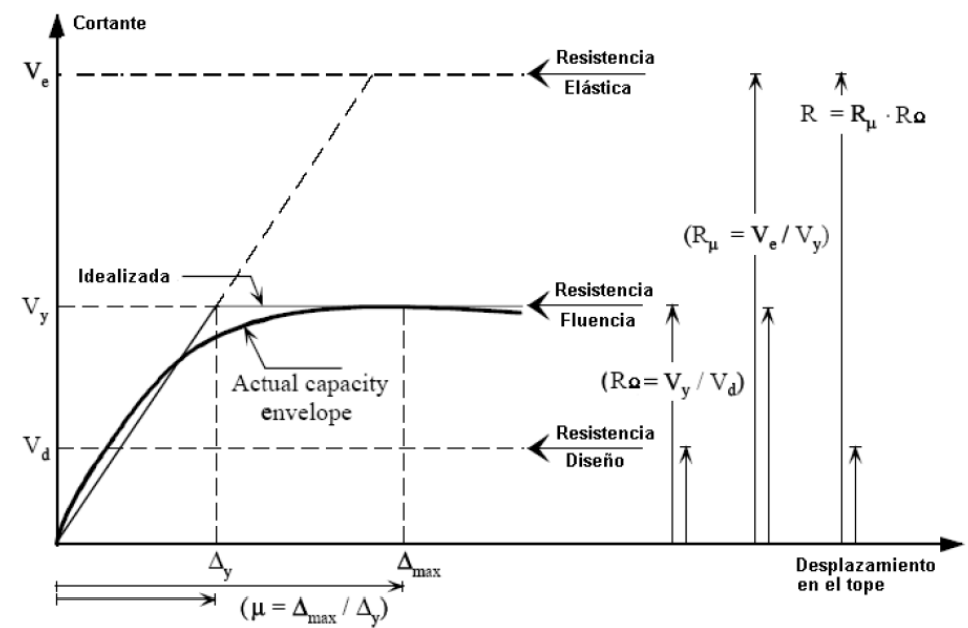
Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia, los estados límites de servicio, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponden a la curva de capacidad.

2.13. Curva de capacidad

La capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de cómo su capacidad maneja la demanda sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño.

El proceso se puede resumir de la siguiente manera: modelar matemáticamente la estructura, inicialmente sin rótulas, sometida a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcanzan su límite elástico, y luego modificar la estructura para dar cuenta de la menor resistencia de los elementos que pudieron cruzar y provocar la rodilla a colapsar. Aplicar de nuevo la distribución de fuerzas laterales hasta que aparezca la rótula en otros elementos.

Ilustración 7: Curva de Capacidad



Fuente: Aguiar (2007).

Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad Pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

2.14. Formación de rótulas plásticas

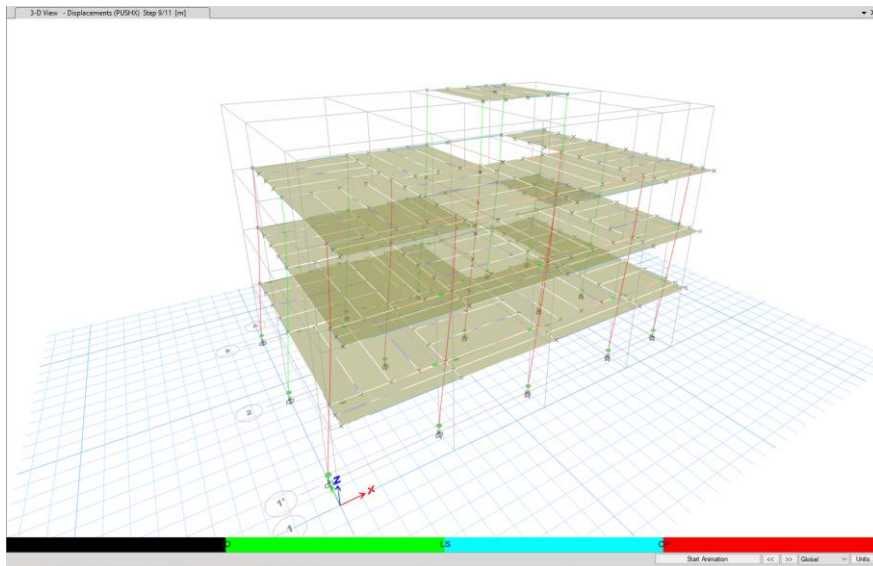


Ilustración 8: Formación de rótulas de colapso en el sentido “x” (acero estructural)
Fuente: Software estructural ETABS 2018.

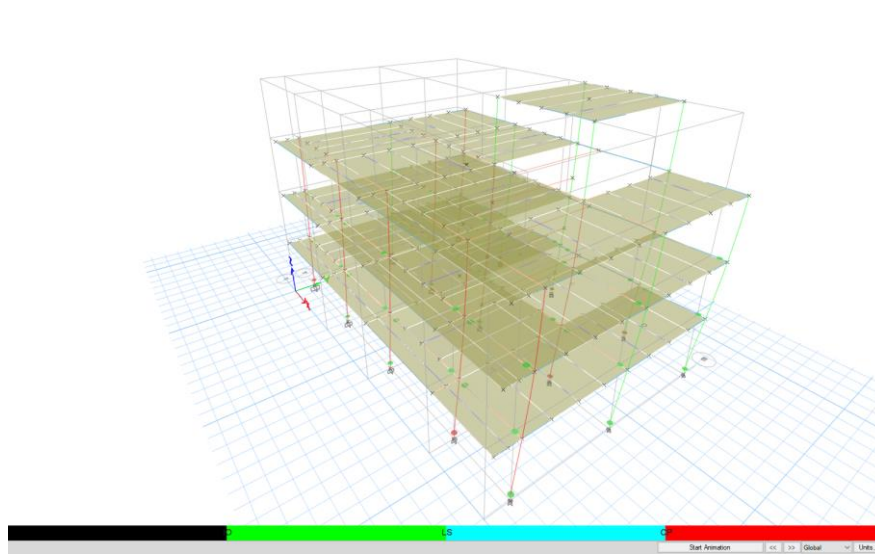
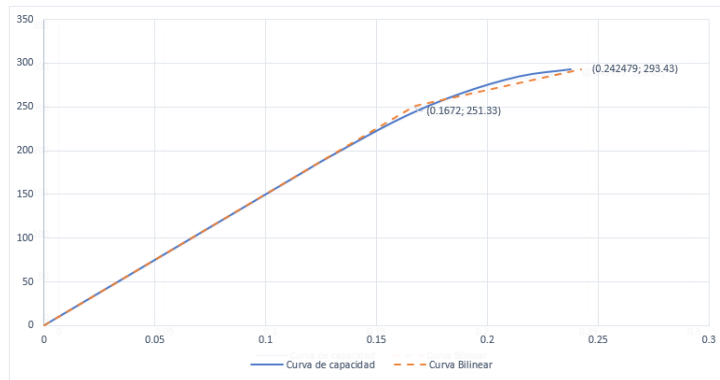


Ilustración 9: Formación de rótulas de colapso en el sentido “y” (acero estructural)
Fuente: Software estructural ETABS 2018.

2.15. Curva de capacidad



*Ilustración 10: Curva de capacidad con valores cortantes sentido "x" (acero estructural)
Fuente: Software estructural ETABS 2018.*

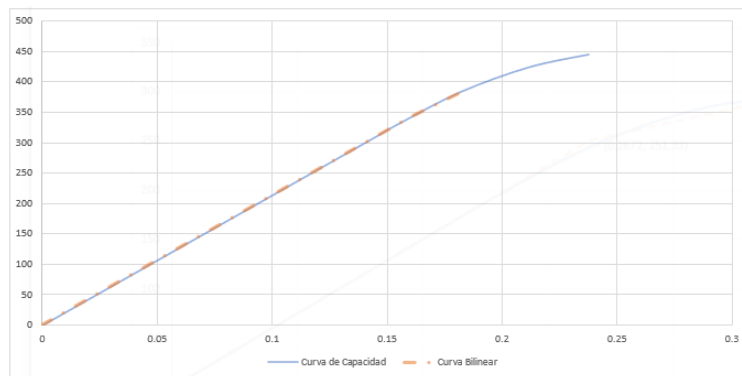
2.16. Ductilidad en sentido "x"

$$\mu = 0.2424 / 0.1672 \quad \mu = 1.45023 \rightarrow \text{DCL o ductilidad baja}$$

2.17. Sobrerresistencia en sentido "x"

$$S = 293.43 / 251.33$$

$S = 1.1675 \rightarrow$ No cumple con el factor de sobrerresistencia



*Ilustración 11: Curva de capacidad con valores cortantes sentido "y" (acero estructural)
Fuente: Software estructural ETABS 2018.*

2.18. Ductilidad en sentido "y"

$$\mu = 0.2424 / 0.1672 \quad \mu = 1.45023 \rightarrow \text{DCL o ductilidad baja}$$

2.19. Sobrerresistencia en sentido "y"

$$S = 293.43 / 251.33$$

$S = 1.1675 \rightarrow$ No cumple con el factor de sobrerresistencia

2.20. Conexiones

2.20.1.- Conexión precalificada.

Se entiende como tal aquellas conexiones que han sido justificadas en forma experimental, ya sea como parte del trabajo que se proyectó en curso o en pruebas previas oficialmente documentadas. Además, representan uno de los componentes más importantes del sistema para asegurar una respuesta dúctil y estable (Crisafulli, 2012).

Nomenclatura y partes generales de una conexión precalificada.

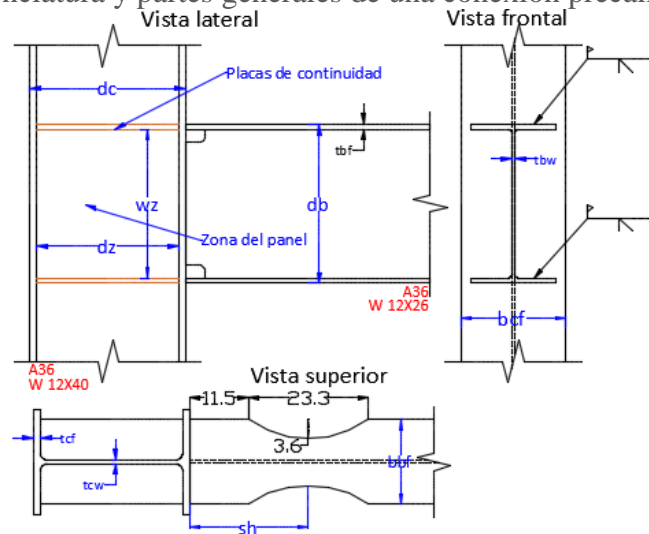


Ilustración 12: Nomenclatura y partes generales de una conexión.

En donde:

- db** Altura de la viga.
- dc** Altura de la columna
- tbf** Espesor del ala de la viga
- tcf** Espesor del ala de la columna
- bbf** Ancho del ala de la viga
- bcf** Ancho del ala de la columna
- dz** Ancho del panel nodal
- wz** Altura del panel nodal
- sh** Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica.

2.20.2.- Ubicación de las rótulas plásticas.

La ubicación de la rótula plástica dependerá del parámetro sh , que es propia para cada conexión.(Cardoso & Quishpe, 2014).

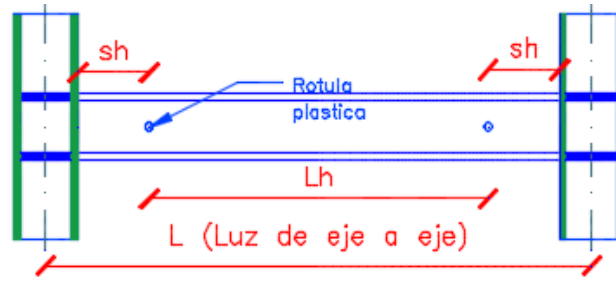


Ilustración 13: Ubicación de la rótula plástica.

Fuente: Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento.

2.20.3.- Momento probable en la rótula plástica.

El momento de plástico probable en la rótula plástica debe determinarse como:(SAC Joint Venture, 2000)

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e$$

En donde:

M_{pr} = momento máximo probable de la bisagra de plástico,

C_{pr} = factor que aseguran el máximo efecto de la junta, incluido el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, el refuerzo adicional y otras condiciones de la junta. Para la mayoría de los tipos de conexión, C_{pr} viene dado por la fórmula:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y}$$

R_y = coeficiente, aplicable al material de viga o viga, obtenido de las Disposiciones Sísmicas AISC.

Z_e = El módulo de plástico efectivo de la sección (o conexión) en la ubicación de la bisagra de plástico.

F_y = El límite elástico mínimo especificado del material del elemento que cede.

F_u = La tensión de tracción mínima especificada del material del elemento que cede.

2.20.4.- Cizalla en la rótula plástica.

Debe determinarse mediante métodos estáticos considerando las cargas de gravedad que actúan sobre la viga, con un diagrama de cuerpo libre de esa parte de la viga entre las rótulas plásticas.(SAC Joint Venture, 2000)

2.20.5.- Relación sísmica columna fuerte viga débil

La zona del panel deberá cumplirse con la relación de columna fuerte viga débil a través de la siguiente expresión.(American & Standard, 2010)

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

En donde:

$\sum M_{pc}$.- Es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo. Definido por el método LRFD con la siguiente expresión.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c * \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$\sum M_{pb}$.- Es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las vigas en la rótula plástica, que llegan al nudo. Definido por el método LRFD con la siguiente expresión.

$$\sum M_{pb} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yb} * Z_b + M_{uv})$$

En donde para ambas expresiones, sus simbologías son las siguientes:

A_g = Área gruesa de la columna.

Fyb = Mínimo esfuerzo de fluencia de la viga.

Fyc = Mínimo esfuerzo de fluencia de la columna.

Muv = Momento adicional debido a la amplificación de la fuerza por corte ubicado en la rótula plástica.

Puc = esfuerzo de compresión usando la mayor combinación de cargas del método LRFD.

Zb = Modulo plástico de la sección de la viga.

Zc = Modulo plástico de la sección de la columna.

Ry = Factor de fluencia probable.

2.20.6.- Placas de continuidad.

Son rigidizadores que se disponen entre las alas de la columna, en niveles correspondientes a las alas de las vigas que llegan al nudo, con el objeto de asegurar una adecuada transferencia de las cargas de tracción y compresión que generan sobre la columna, sirven como límites para definir la zona del panel nodal, donde se pueden desarrollar de tensiones y deformaciones elevadas.(Cardoso & Quishpe, 2014)

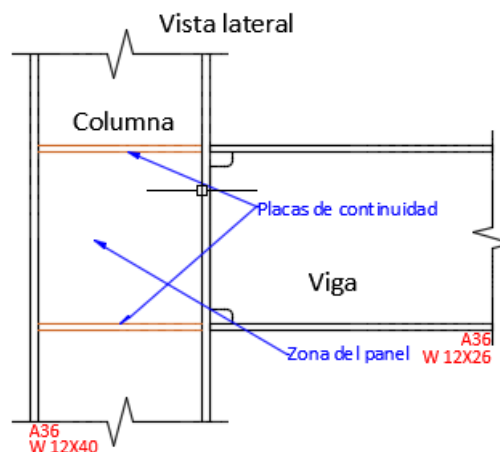


Ilustración 14: Ubicación de las placas de continuidad.

Se deben colocarse en las conexiones viga-columnas, salvo en los siguientes casos:

- Cuando así se indica en la conexión precalificada.

- Cuando la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil I de alas anchas o un perfil armado, con un espesor, t_{cf} , que cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 * bbf * tbf * \frac{F_{yb} * R_{yb}}{F_{yc} * R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{bbf}{6}$$

En donde:

bbf y bcf = son la anchura del alma de la viga y columna, respectivamente,

F_{yb} y F_{yc} = representan la tensión de fluencia mínima de viga y columna, respectivamente, y

R_{yb} y R_{yc} = representan la relación entre la tensión de fluencia esperada y la mínima para la viga y columna, respectivamente.

2.20.7.- Espesor de las placas de continuidad.

El espesor de las placas de continuidad debe determinarse según el siguiente criterio:

- En nudos exteriores, el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- En nudos interiores, el espesor de las placas deber ser como mínimo igual al espesor mayor de las alas de las vigas que llegan al nudo.

2.20.8.- Soldaduras en las placas de continuidad.

Las placas de continuidad deben unirse a las alas de la columna mediante soldadura de penetración completa (CJP groove welds) y al alma de la columna deben soldarse según sea necesario para transmitir la capacidad de corte de la longitud neta de la placa de continuidad.(SAC Joint Venture, 2000)

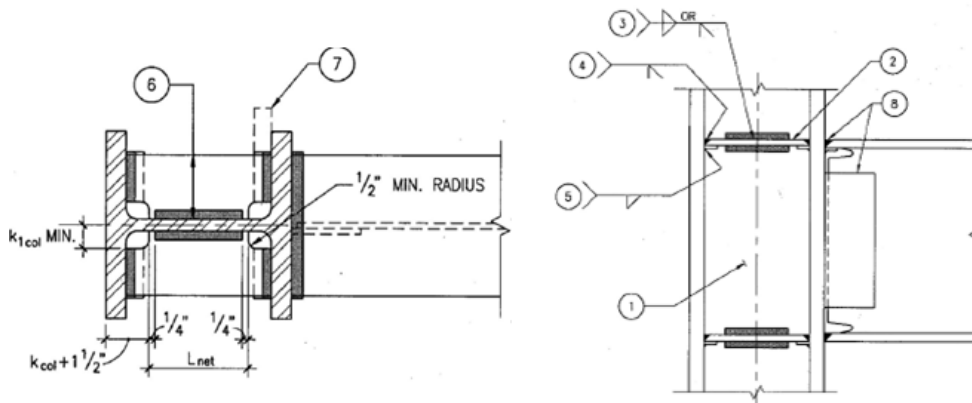


Ilustración 15: Detalles de soldadura.

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350.

- 1.- Revisar si se requiere refuerzos en la zona del panel.
- 2.- Placas de continuidad.
- 3.- Fuerza de soldadura requerida.

$$= 0.6t_{pl}(L_{net})F_{ypl}$$

- 4.- Soldadura de penetración completa tipo QC / QA Categoría BM/ T.
- 5.- Soldadura de filete continua mínima debajo del respaldo.
- 6.- Ancho mínimo para coincidir con la ala de la viga.
- 7.- Ampliar la placa al ras de las alas de columna

2.20.9.- Recomendaciones FEMA 350.

Las conexiones viga columna deben incluir agujeros de acceso a soldadura, para los cordones de soldadura de ranura que conectan el ala de la viga con el ala de la columna. Los ensayos de laboratorio indican que ésta es una solución adecuada para facilitar el acceso al soldador y minimizar el efecto de concentración de tensiones y deformaciones, según el siguiente detalle. (SAC Joint Venture, 2000)

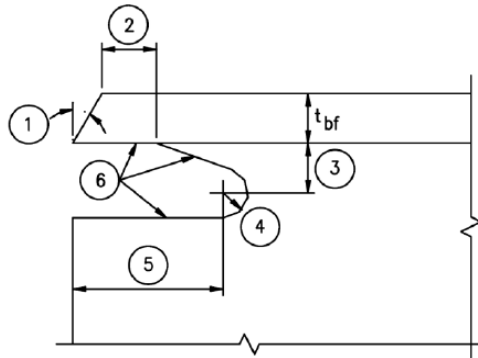


Ilustración 16: Detalle del orificio de acceso de suelda.

Fuente: *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350.*

- 1- Bisel.
- 2- Mayor que t_{bf} o 13mm.
- 3- $3/4t_{bf}$ a t_{bf} (mínimo 19mm).
- 4- Radio mínimo 10mm.
- 5- $3 t_{bf}$.

Los fabricantes deben tener especial cuidado al hacer soldaduras en o cerca de la zona k, debido a que es probable que tengan una tenacidad baja y, por lo tanto, pueden ser propensos a la fisuración causada por las operaciones de soldadura

2.20.10.- Área k

El área k en columnas de perfiles W enroladas, se puede considerar que se extienden desde el punto medio del radio del filete desde la ala hasta la alma, aproximadamente 1 a 1-1 / 2 pulgadas más allá del punto de tangencia entre el filete y la alma.(SAC Joint Venture, 2000)

2.20.11.- Panel nodal.

Es un elemento de marco no confinado flexible definido geoméricamente como el área entre las alas de la viga y la columna. Está sometido a elevadas solicitaciones que puede ocasionar deformaciones excesivas sino se diseñan adecuadamente (Cardoso & Quishpe, 2014) como se muestra en la **Ilustración 17**



Ilustración 17: Deformación excesiva en la zona del panel.

Fuente: Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento.

2.20.12.- Resistencia a corte en la zona del panel.

La resistencia nominal del panel nodal sometido a corte, V_n , puede determinarse a partir de las siguientes expresiones AISC 360-10:(Aguirre, 2010)

a.- Cuando el efecto de la deformación del panel no es considerado en el análisis de la estabilidad del pórtico:

i.- Para $P_r \leq 0.4P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w$$

ii.- Para $P_r > 0.4P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right)$$

b.- Cuando la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal son considerados en el análisis (Krawinkler et al., 1975):

i.- Para $P_r \leq 0.75P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w}\right)$$

ii.- Para $P_r > 0.75P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w}\right) * \left(1.9 - \frac{1.2 * P_r}{P_c}\right)$$

En donde:

$0.6 \cdot F_y$ = representa la tensión de fluencia por corte

bcf = ancho del ala de la columna

dc = altura de la columna

tw = espesor del alma de la columna

Pr = es la carga axial requerida,

Pc = $0.6 P_y$ (ASD)

Pc = P_y (LRFD)

Py = $F_y \cdot A_g$ Resistencia axial de fluencia de la columna

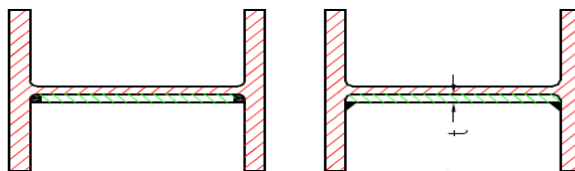
Ag = área bruta de la sección de la columna.

tcf = espesor del ala de la columna

tp = es el espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo (caso contrario **tp** = **tcw**)

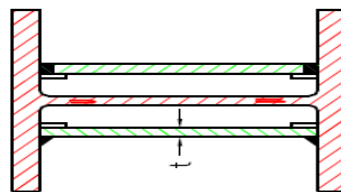
Para incrementar la resistencia a corte se pueden disponer placas de refuerzo (doubler plates) con lo cual se incrementa **tp** y por ende la resistencia nominal. Como se indica en

Ilustración 18



*Ilustración 18: Placas nodales de refuerzo a un solo lado.
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero.*

Se pueden colocar una o dos placas mediante soldaduras de penetración completa o de filete. Es importante destacar que el detalle, evitar realizar soldaduras en las áreas-k, como se indica en la **Ilustración 19**: Placas nodales de refuerzo a ambos lados.



*Ilustración 19: Placas nodales de refuerzo a ambos lados.
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero.*

2.20.13.- Espesor de la zona nodal.

Es necesario establecer el espesor del panel nodal, t_p , para no caer en el pandeo local.

$$t_p \geq \frac{dz + Wz}{90}$$

En donde:

t_p = espesor del alma de la columna o doble placa

dz = ancho de la zona del panel entre las placas de continuidad

Wz = alto de la zona del panel entre las alas de la columna.

2.20.14.- Soldadura de las dobles placas en la zona del panel.

La placa gemela se conecta directamente al alma de la columna con juntas o costuras de penetración completa en un intento de aumentar la resistencia al corte disponible del espesor total de la placa gemela. Si la placa doble se encuentra con el alma de la columna y no se usa una placa continua, la placa doble debe soldarse a lo largo de la parte superior e inferior para formar una proporción de la fuerza total transferida a la columna. Si las placas dobles están lejos de la capa de la columna, deben colocarse simétricamente en pares y soldarse a la placa continua para formar parte de la fuerza total transferida a la placa doble; esta soldadura deberá ser soldadura de ranura de penetración completa.

En el caso de no utilizar placas de continuidad, la placa doble deberá extenderse un mínimo de 150 [mm] por encima y debajo de la parte superior e inferior del mayor momento de la viga.(Benito, 2012)

2.20.15.- Conexión viga de sección reducida (RBS).

(RBS) por sus siglas en inglés Reduction Beam Section, pertenece al grupo de conexiones totalmente restringidas, utilizan cortes de radio circular en las alas superior e inferior de la viga, cerca de los extremos de la viga, las soldaduras de las alas de la viga al ala de la columna son de ranura de penetración completa, las juntas del alma de la viga para estas conexiones pueden ser soldaduras de ranura de penetración completas, o

pestañas de cizalla soldadas o atornilladas, como se muestra en **Ilustración 20:** (SAC Joint Venture, 2000)

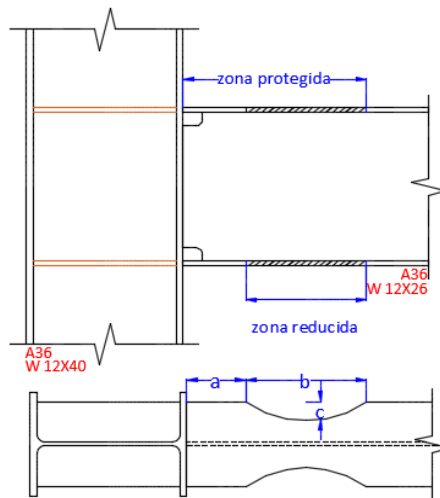


Ilustración 20: Conexión Viga de Sección Reducida (RBS).

Alternativa 1.-Con soldadura de penetración completa, Calidad de soldadura QC/QA BM/L, La longitud de la placa de corte es igual a la distancia entre orificios del acceso de la soldadura más 6.35 mm. El espesor de esta placa es la que se requiere para la soldadura de penetración completa 10 mm como mínimo. Se la recorta cuadrado o de filete, con 4.8 mm de filete como mínimo al lado del alma de la viga y 8 mm en el lado alejado del alma de la viga.

Alternativa 2: para IMF, es permitirá conectar el alma de la viga al ala de la columna con una placa apernada al alma de la viga, y soldada al ala de la columna con soldadura de penetración completa o de filete a ambos lados y un grosor de placa igual a los diecinueve milímetros, la calidad de la soldadura QC/QA categoría BL/T, los pernos deben ser A325 o A490.

Se debe verificar la resistencia nominal del agujero del perno que no deba ser mayor que el valor dado por la ecuación J3-6 a de la especificación AISC 360-10.

$$R_n = 1.2 * L_c * t * F_u \leq 2.4 * d * t * F_u$$

En donde:

Fu = Resistencia última mínima especificada del material conectado

d = Diámetro nominal del perno en (mm)

Lc = Distancia libre, en una dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material (mm).

t = Espesor del material conectado (mm)

Los agujeros en el alma de la viga tienen placa deberán ser estándar, se pueden usar en el alma de la viga o en la placa.

Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS

Tabla 15: Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS.

Sistema de marco aplicable	OMF	SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	sh=d/2+a+b/2	
Limitaciones en vigas		
Altura de la sección	W 920 mm (W36)	
Peso de la sección	447 kg/m (300 lb/ft)	
Espesor en las alas (tf)	44.5 mm	
Relación luz libre/ peralte	OMF: 5 SMF: 7	
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC	
Limitaciones de columnas		
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)	
Peso máx.	No hay limite	
Espesor máximo de ala (tf)	No hay limite	
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC	

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350.

Procedimiento de diseño. (Ver anexo 1).

2.20.16.- Conexión placa de extremo extendida sin rigidizador (BUEP)

Las conexiones de placa de extremo atornilladas se realizan soldando la viga a una placa de extremo y atornillando la placa de extremo a un reborde de columna. Se puede controlar mediante una serie de estados límite diferentes que incluyen el rendimiento de flexión de la sección de la viga, el rendimiento de flexión de las placas de extremo, el rendimiento de la zona del panel de la columna, la ruptura de tensión de los pernos de la

placa de extremo, cizallamiento ruptura de los pernos de la placa terminal, o ruptura de varias uniones soldadas.

Las conexiones de momento de placa de extremo extendida están precalificadas para su uso en sistemas de marco de momento especial (SMF) y marco de momento intermedio (IMF).

Excepción: las conexiones de momento de placa de extremo extendidas con losas estructurales de concreto se precalifican solo si:

- (1) La profundidad nominal de la viga no es inferior a 24 pulg. (600 mm);
- (2) No hay conectores de corte dentro de 1.5 veces la profundidad de la viga desde la cara de la ala de la columna conectada.
- (3) La losa estructural de concreto se mantiene al menos 1 pulg. (25 mm) desde ambos lados de las dos alas de la columna. Se permite colocar material compresible en el espacio entre las alas de la columna y la losa estructural de concreto. (American & Standard, 2016)

Detalles de la conexión.

Ancho de la placa final

El ancho de la placa final debe ser mayor o igual al ancho de la ala de la viga conectada.

El ancho efectivo de la placa final no debe tomarse más que la ala de la viga conectada más 1 pulgada (25 mm)

Detalles de soldadura

La soldadura de la viga a la placa final debe cumplir con las siguientes limitaciones:

- (1) No se deben usar orificios de acceso de soldadura.
- (2) La junta del ala de la viga a la placa final se debe realizar utilizando una soldadura de ranura CJP sin respaldo. La soldadura de ranura de CJP se realizará de tal manera que la raíz de la soldadura esté en el lado de la viga de la brida.

La cara interior del ala debe tener una soldadura de filete de 5/16 pulg. (8 mm). Estas soldaduras serán críticas según la demanda.

(3) La unión entre la viga y la placa final se realizará utilizando soldaduras de filete o soldaduras de ranura CJP. Cuando se usan, las soldaduras de filete deben dimensionarse para desarrollar toda la fuerza de la alma de la viga en tensión desde la cara interior de la ala hasta 6 pulgadas (150 mm) más allá de la fila de pernos más alejada de la ala de la viga. (American & Standard, 2016)

Parámetros y limitaciones generales de la conexión (BUEP)

Tabla 16: Parámetros y limitaciones generales de la conexión (BUEP).

Sistema de marco aplicable	OMF SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	$sh = \min(d/2, 3bbf)$
Limitaciones en vigas	
Altura de la sección	W 1400 mm
Peso de la sección	No hay limite
Espesor en las alas (tf)	23,5 mm
Relación luz libre/ peralte	OMF: 5 SMF: 7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máx.	No hay
Espesor máximo de ala (tf)	No hay
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC
Limitaciones en la placa	
Tipo de acero	ASTM A36, A572
Tipo de pernos	ASTM A325, A490
Tipo de agujeros	Estándar
Requerimiento de instalación de los pernos	pretensados

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350.

2.20.17.- Conexión de momento de la web soldadura (WUF-W)

En la conexión de momento de alma soldada con ala soldada (WUF-W), la rotación inelástica se desarrolla principalmente al ceder la viga en la región adyacente a la cara de la columna. Las conexiones de momento WUF-W están precalificadas para su uso en sistemas de trama de momento especial (SMF) y trama de momento intermedio (IMF) dentro de los límites de estas disposiciones, detalladas en la **Ilustración 21**.

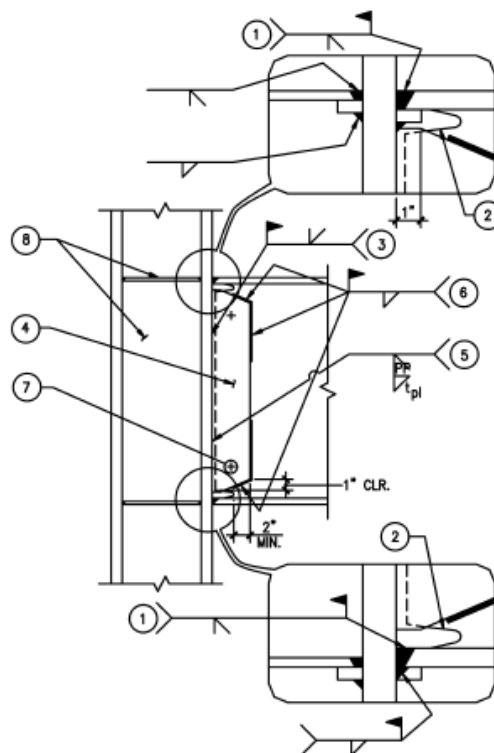


Ilustración 21: Detalles de suelda en la conexión WUF-W. Fuente: FEMA 350.

- 1.- Soldadura de penetración completa en la parte superior e inferior de las alas. En el ala superior, se añade una barra de refuerzo con soldaduras de filete de ocho milímetros y el ala inferior de igual forma como se muestra en la figura. Calidad de soldadura AH/T
- 2.- Agujeros de acceso de soldadura
- 3.- Soldadura de penetración completa en toda la longitud entre los orificios de acceso para la soldadura Calidad de soldadura BH/T
- 4.- Espesor de la plancha de unión de corte debe ser igual al espesor del alma de la viga
La longitud de la placa de corte será alrededor de 1/8 de pulgada sobreponiéndose a los

orificios de soldadura superior y superior. Y la anchura se extenderá hasta dos pulgadas a lo largo de la viga más allá de los orificios de acceso a la soldadura

5.- Soldadura de penetración parcial y calidad BM/T

6.- En soldadura de filete entre el alma de la viga y la placa de corte con un espesor igual al alma de la viga menos 1/16 de pulgada desde un tercio de la parte central de la viga hacia la parte superior e inferior Calidad de soldadura BL/L

7.- Pernos de montaje

8.- Para placas de continuidad y la zona del panel ver los requisitos de diseño

Parámetros y Limitaciones generales en la conexión (WUF-W).

Tabla 17: Parámetros y limitaciones generales en la conexión (WUF-W).

Sistema de marco aplicable	OMF SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	0 cm
Limitaciones en vigas	
Altura de la sección	W 36 , 920mm
Peso de la sección	224kg/m
Espesor en las alas (tf)	25mm
Relación luz libre/ peralte	OMF: 5 SMF:7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máx.	No hay
Espesor máximo de ala (tf)	No hay
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350.

2.21.1.- Diseño de la conexión (RBS). (Ver anexo 8).

2.21.2.- Diseño de la conexión (BUEP-4E). (Ver anexo 9).

2.22.3.- Diseño de la conexión (WUF-W). (Ver anexo 10).

2.22.4.- Chequeo computarizado de las tres conexiones precalificadas, mediante el software especializado en uniones metálicas.

Recopilación de datos.

Se comenzará escogiendo los cortantes, momentos y cargas axiales más críticas, del o los vanos que tienen mayor dimensión, en este caso en particular se trabajará con el vano que se encuentra en el eje B 3-2 y 2-1, quedando de la siguiente manera.

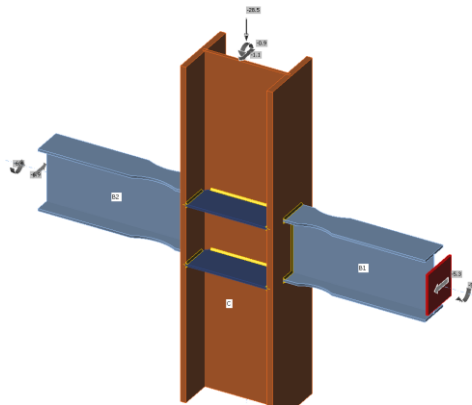
Tabla 18: Momentos, cortantes y carga axial en vigas y columna.

MOMENTOS, CORTANTES Y CARGA AXIAL EN VIGAS Y COLUMNAS						
VIGA DERECHA B 3-2)		Viga izquierda (B 2-1)			Columna (B2)	
V2 (T)	M3 (T*m)	V2 (T)	M3 (T*m)	Axial (T)	V2 (T)	M3 (T*m)
-5.2887	-4.9625	-6.8948	-6.412	-28.5299	-0.8599	-1.1392

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Se elige el tipo de conexión y los elementos a conectar, en este caso se demostrará el procedimiento de la conexión RBS, para lo cual se necesitará un perfil HEB400 (Columna) y un perfil IPE270 (Viga), además el tipo de unión que se llevará a cabo será el BCF, que quiere decir “unión viga con ala de columna”.

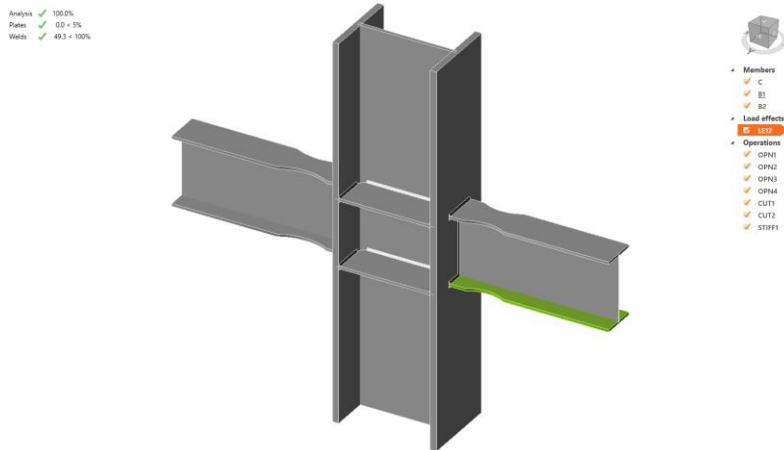
Ilustración 22: Conexión RBS con cargas aplicadas en sus elementos



Fuente: Software IDEA STATICA

En la opción de resultados se puede ver si la conexión está fallando o no, además permite controlar el chequeo a través del marcador que se encuentra en la parte superior derecha, donde se aprecia la relación demanda capacidad el color verde como símbolo de aprobación, rojo cuando existe algún elemento que este fallando y anaranjado en caso de no cumplir algunos requerimientos básicos.

Ilustración 23: Chequeo de la Conexión RBS.



Fuente: Software IDEA STATICA

Resultados:

En cuanto al diseño de las soldaduras se toma las especificaciones brindadas en el AISC 358, las conexiones resistentes a momento se deberá ejecutar una soldadura de penetración completa, con un espesor del cordón como mínimo de 8mm equivalente en el programa a 5/16". (Ver anexo 11).

La unión cumple con los requerimientos de diseño como corte en la zona del panel fluencia local en el alma de las vigas, compresión en las placas de continuidad, momento en la cara de la columna vs momentos plásticos y momentos probable en las rótulas plásticas.

Chequeo de conexiones mediante software IDEA StatiCA

Chequeo de la conexión BUEP-4E.

Los datos iniciales son efectivamente los mismos como la carga y secciones, lo que cambia será el tipo de conexión, que para este caso será la conexión BUEP-4E, donde se dará las dimensiones de pernos y placa final calculados de manera manual, las cuales se comprobará con el programa computacional. (Ver anexo 12).

Se puede notar claramente que esta conexión requiere de un espesor mucho mayor en las placas de continuidad y las dobles placas que van adosadas a la alama de la columna en la zona del panel comparado con la conexión anterior.

Chequeo de la conexión WUF-W.

Así mismo los datos como carga y secciones serán los mismos, lo que se ha cambiado es el tipo de conexión, siendo esta la conexión WUF-W, en la cual se le asignará las dimensiones de las placas de continuidad y doble placas, calculadas de manera manual y se las comprobará con el programa computacional. (Ver anexo 13).

- Distribución de esfuerzos.

Distribución de esfuerzos en la conexión RBS.

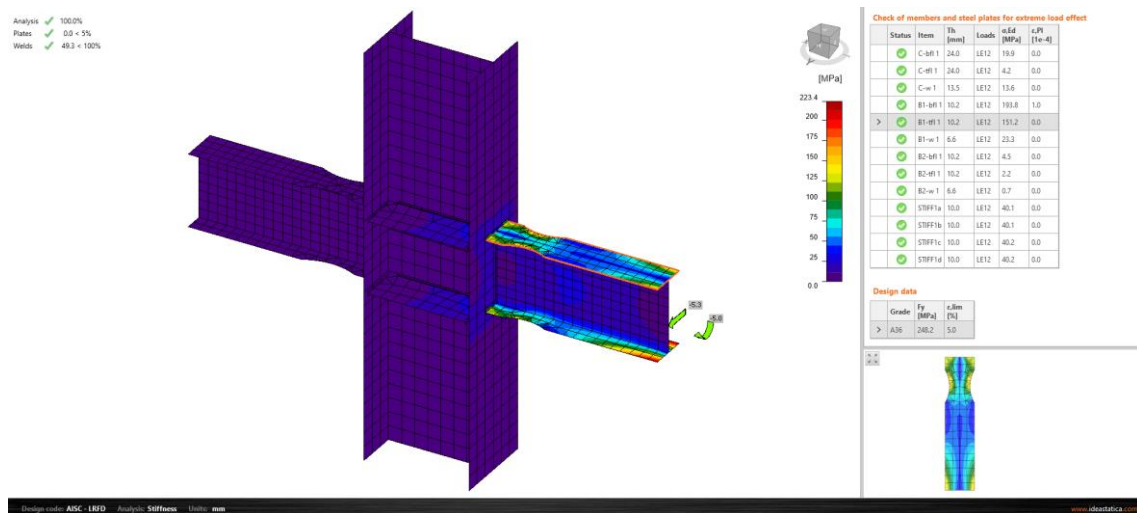


Ilustración 24: Distribución de esfuerzos en la conexión RBS

Fuente: Autor

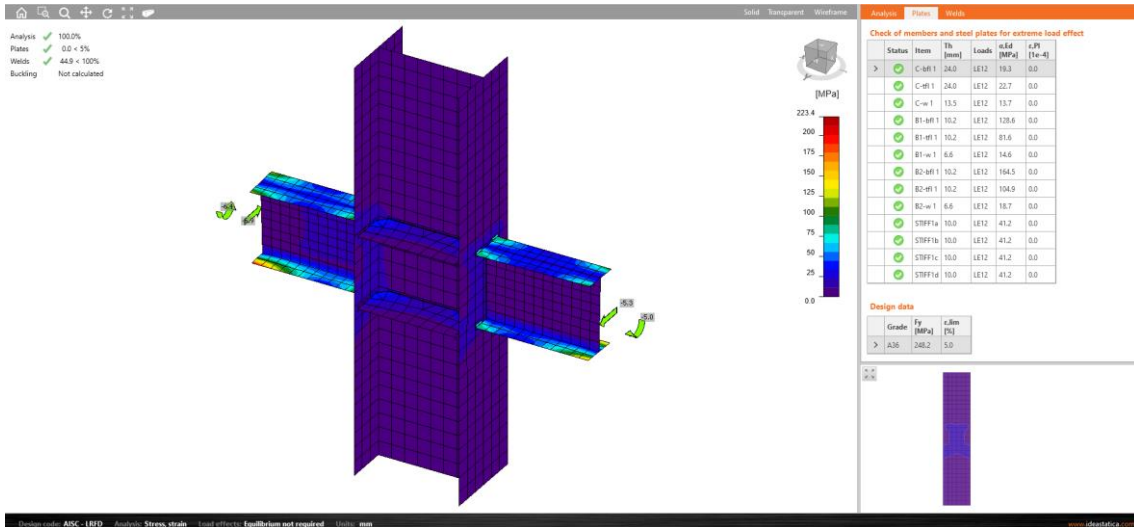


Ilustración 25: Distribución de esfuerzos en la conexión WUF-W

Fuente: Autor

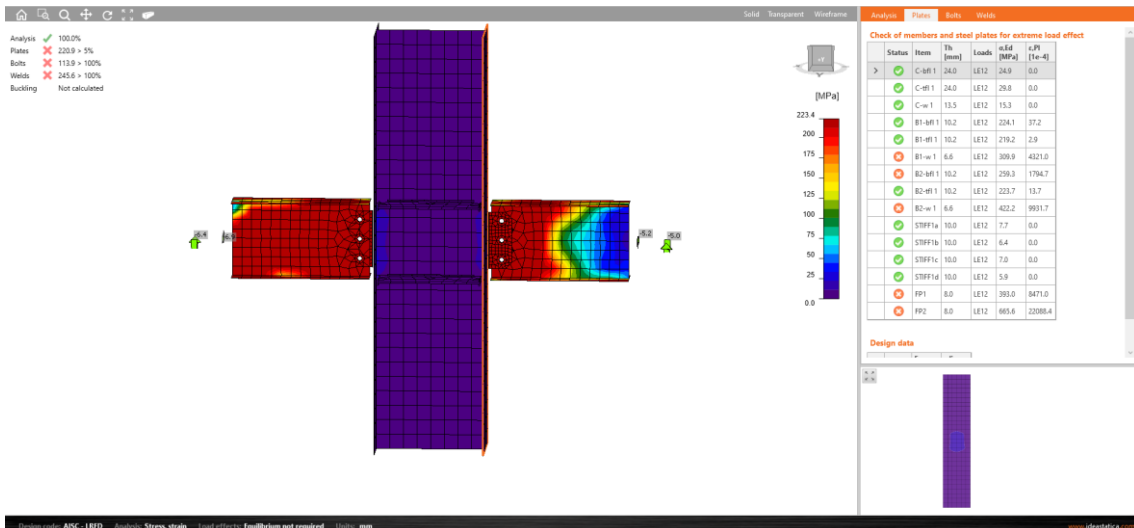


Ilustración 26: Distribución de esfuerzos en la conexión BUEP-4E.

Fuente: Autor

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.0. Metodología y Esquema Metodológico

La investigación que se realizará deberá ser una investigación descriptiva, se refiere al diseño, creación de propuestas y análisis de resultados que se llevarán a cabo sobre el tema, y correlacional mediante el estudio de relaciones entre variables cuantitativas, en la cual se analizará el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas más comúnmente utilizadas en el medio local, utilizando los parámetros de calificación impuestos por la norma americana AISC 341-10, FEMA 350 y La Normativa Ecuatoriana de la Construcción. También se utilizará el enfoque Analytic Hierarchy Process (AHP), que es un método matemático para evaluar alternativas considerando múltiples criterios y basado en los principios de la experiencia y el conocimiento. En este esquema, se ha resumido de forma rápida el proceso que se plantea para la propuesta:

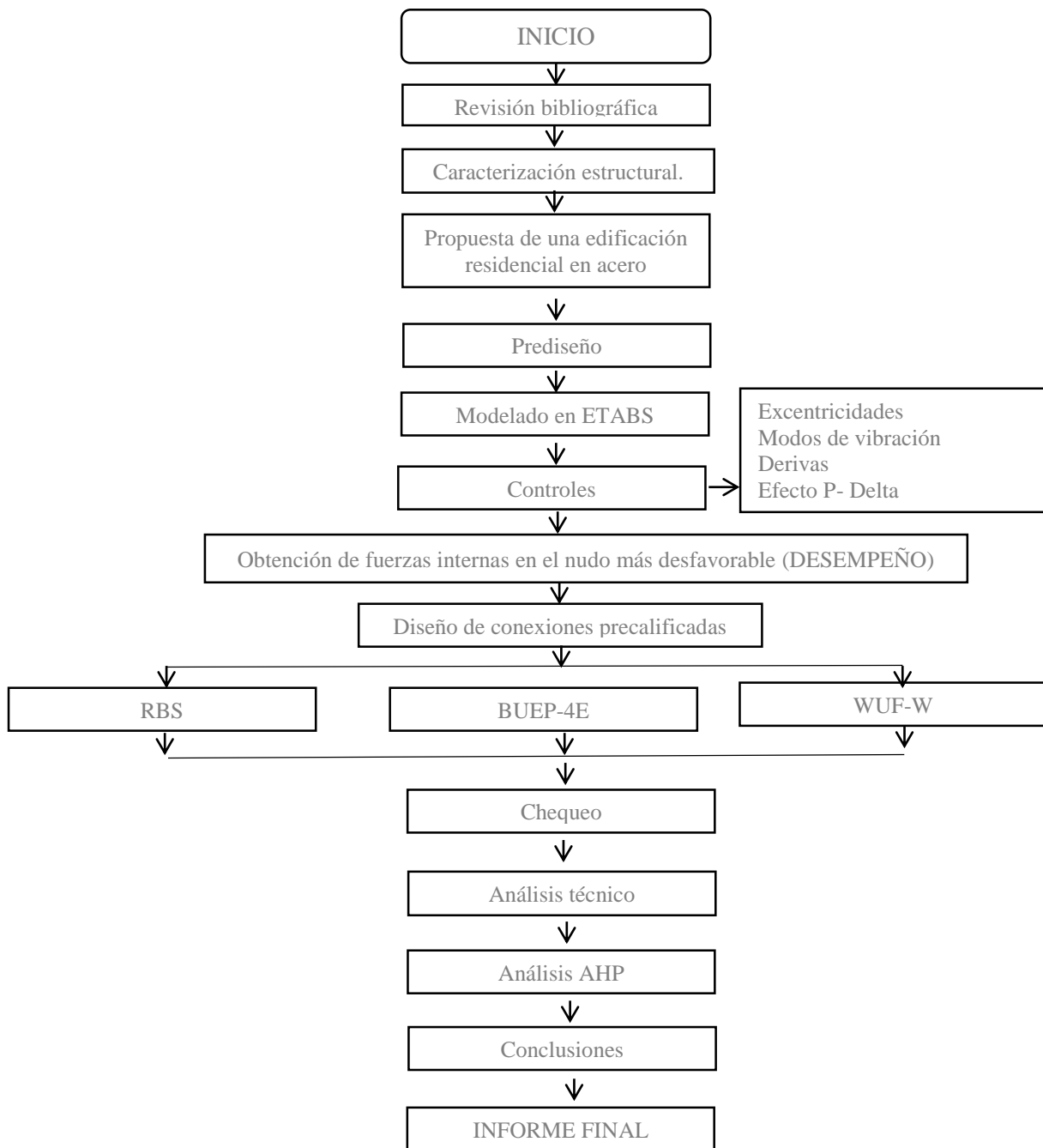


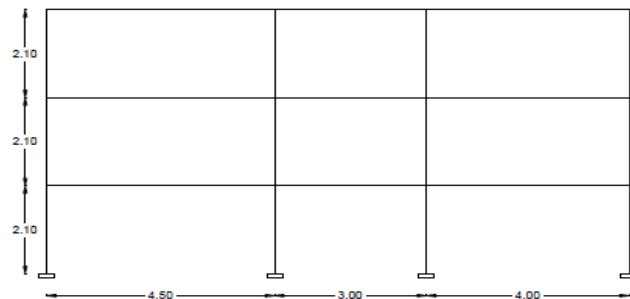
Ilustración 27: Diagrama de procesos de la metodología del proyecto de investigación.

El prediseño, diseño y chequeos del sistema estructural de acero se rige estrictamente en los requerimientos normativos de reglamento AISC 341- 16 y las normas ecuatorianas de la construcción NEC_15 para los requerimientos sísmicos. El método de diseño empleado en la investigación es de última resistencia LRFD.

3.1. Caracterización de las edificaciones residenciales en la ciudad de Riobamba.

“Vallejo (2016), realizó la evaluación de un pórtico, que fue parte de las 93 viviendas tomada como muestra, en la Ciudad de Riobamba, el mismo está construido sobre un suelo que corresponde a la Zona V, según el mapa de zonificación sísmica del NEC-11 y tiene 3 pisos con 3 vanos de: 4.50 m, 3.00 m y 4.00 m (total 11.50 m) en la dirección longitudinal X, una altura de entrepiso para todos los niveles es de 2.10 m”

Ilustración 28: Pórtico característico para la ciudad de Riobamba.



Fuente: Método aproximado unificado de evaluación estructural para edificaciones aporricadas de concreto reforzado de la ciudad de Riobamba. Provincia de Chimborazo.

“Barahona (2007), realizó un muestreo en la ciudad de Riobamba, comenzando con edificaciones para vivienda de hasta siete pisos, encontrándose que la altura de entrepiso característico de las edificaciones en hormigón armado para este lugar es de 2.4 m”, detallado de la siguiente manera, como se muestra en la Tabla 19

Tabla 19: Alturas de entrepiso para edificaciones en la ciudad de Riobamba.

#pisos	Edificaciones	Sumatoria h	Media	Desviación Standard	Moda
1	7	16,35	2,34	0,085	2,3
2	50	123,9	2,48	0,246	2,4
3	19	48,3	2,54	0,295	2,3
4 o más	11	30,1	2,74	0,273	2,5

Fuente: Evaluación de la ductilidad de los sistemas estructurales utilizados para la construcción de edificaciones de hormigón armado en la ciudad de Riobamba.

Se ha indagado en la municipalidad del cantón Riobamba, basándose en memorias de cálculo y planos que se encuentran en proceso de aprobación, considerado las características mostradas en la **Tabla 20: Características principales de las edificaciones tipo residencial.**

Tabla 20: Características principales de las edificaciones tipo residencial.

Edificación	Sistema estructural	niveles	Altura de entrepiso	Claros	S. comunicación
Hormigón	-	2	2,1m	3 a 6 m	Gradas internas
Hormigón	-	3	2,4m	3 a 6 m	Gradas internas
Acero	SMF	3	2,88m	3 a 6 m	Gradas internas

Fuente: Información solicitada (planos aprobados por la municipalidad de Riobamba.

3.2. Resultados de la caracterización.

Para determinar el perfil del suelo, se localizó en el mapa de microzonificación sísmica de suelos de la ciudad de Riobamba un predio tipo, representado mediante la **Ilustración 29**, que en función de la NEC-11 corresponde a un suelo tipo D.

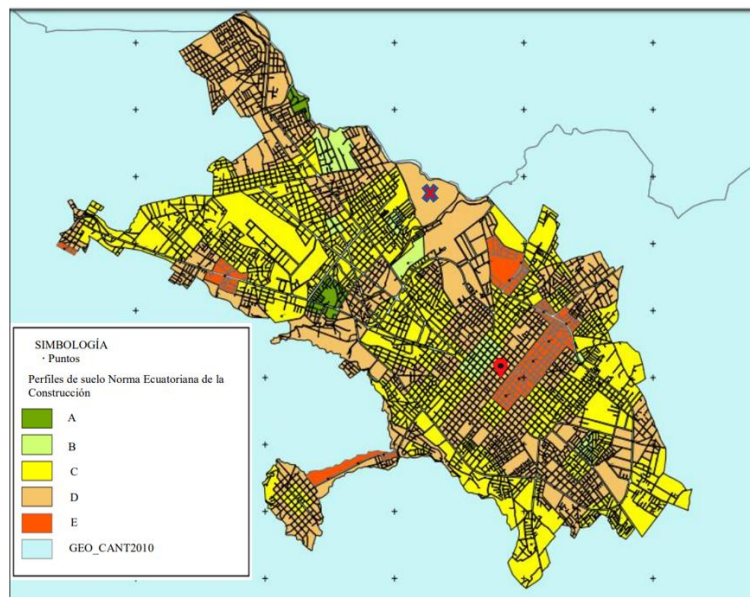


Ilustración 29 Mapa de zonificación sísmica de los suelos de Riobamba.

Fuente: (Barahona et al., 2013)

Según la caracterización realizada, para encontrar una tipología estructural típica para la ciudad de Riobamba, se ha identificado las siguientes características para una estructura en acero.

Tabla 21: *Datos característicos de una edificación residencial, para la ciudad de Riobamba.*

Característica.	Cantidad/Descripción	Unidad
Sistema estructural	SMF - SRCS	-
Niveles	3 + tapa grada	-
Altura de entrepiso	2,88	m
Claros	3 a 6	m
Tipo de suelo	D	-
Sistema de comunicación	Gradas internas	-
Esfuerzo admisible del suelo	19.88	Ton/m2

Fuente: Autor

3.3. Ejemplo de edificación residencial típica.

Edificación residencial típica que reúna todos estos parámetros. (Ver anexo 1).

3.4. Proceso Estructural

Se propone el prediseño, modelado y análisis de 3 estructuras con la misma configuración edilicia siguiendo el siguiente flujo de trabajo: 1. Seleccionar el sistema estructural de la tarea, calcular las cargas gravitatorias que actúan sobre la estructura según la edificación ecuatoriana. código, I Sección de carga por gravedad (NEC-SE-CG). 2. Teniendo en cuenta el peso de la placa, para distribuir las cargas muertas y vivas que actúan sobre la estructura, prediseñe todos los elementos estructurales, vigas, columnas y edificios de acero, vigas y sujetadores. 3. La estructura se modela y diseña en el software informático ETABS v18 de acuerdo al programa de diseño basado en

fuerzas establecido por NEC-SE-DS, considerando sismo: método estático y método dinámico y análisis modal: control de modo de vibración, control de torsión, ciclo fundamental, desplazamiento estático y dinámico y gestión del rendimiento. 4. Una vez superadas estas comprobaciones de especificaciones, se obtendrán los perfiles finales de cada estructura. 5. A partir de ahora se realizará un análisis del proceso “Pushover”, teniendo en cuenta que el edificio se diseñará íntegramente con un programa informático:

- Se ingresan cargas gravitacionales no lineales.
- Definir rótulas plásticas de acuerdo con las consideraciones establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, estas pueden ser ingresadas de manera manual o automática.

3.5. Cuantificación de cargas.

Para la cuantificación de cargas se debe tomar en cuenta la carga gravitacional y lateral que actuaran sobre la estructura (Ver anexo 3). Resumidas en la **Tabla 22:** *Cuantificación de cargas.*

Tabla 22: *Cuantificación de cargas.*

N.- Piso	Dead (kg/m ²)	Live (kg/m ²)	Observación.
1	328,502	200	Gravitacional
2	328,502	200	Gravitacional
3	123,383	480	Gravitacional
Tapa grada	78,938	70	Gravitacional

Fuente: Autor

La carga muerta que se indica en los resultados se basa en los planos arquitectónicos y la distribución de ambientes. Para la carga viva se basó en el uso para el cual está destinada

la edificación (residencial) y apoyándonos en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-2015.

3.6. Análisis Jerárquico Multicriterio

Para el AHP se utiliza comparaciones entre pares de elementos, usando matrices a partir de estas comparaciones, con elementos del álgebra matricial, para formar prioridades entre los elementos de un nivel, con respecto a un nivel inmediatamente superior.

3.7. Principio de descomposición

Para resolver la complejidad, se debe estructurar el problema en subproblemas con orden de jerarquía de acuerdo con el nivel de descomposición en el que se encuentran, los valores definidos en la **Tabla 23: Escala de Comparación del Método AHP**

Tabla 23: Escala de Comparación del Método AHP

INTENSIDAD DE IMPORTANCIA	DEFINICIÓN
1	Igual importancia
3	Importancia moderada
5	Fuerte importancia
7	Muy fuerte importancia
9	Importancia extrema
2,4,6,8	Valores intermedios entre dos juicios adyacentes

Fuente: Autor

Indicaran que subproblemas tienen predilección sobre los subsiguientes, en una escala que va desde el 1, 2, 3, 5, 7 y 9 comparando que evidencia favorece en más alta medida a un factor frente a otro, los valores 2, 4, 6 y 8 se utilizan cuando no se puede definir con claridad la preferencia entre los factores.

CAPÍTULO IV.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1.Comparación de tipologías estructurales mediante el método AHP

Para el proceso de toma de decisiones se adopta el proceso de análisis jerárquico, se evalúa cuál de las conexiones presentes en esta investigación es preferentemente aceptada y presenta menos vulnerabilidades bajo los métodos de diseño propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción; debido a la estructura de complejidad que presenta, se realiza una descomposición jerárquica manteniendo la relación existente entre los diferentes procesos bajo la escala de Saaty.

4.2.Análisis de las características de la conexión RBS

Tabla 24: Análisis lineal y no lineal de las Características σ tensión [MPa] de la conexión RBS

RBS	bf	tf	C-V
Lineal	85,1	59	78,1
No lineal	109,4	65,8	223,5

Fuente: Autor

4.3.Análisis de las características de la conexión BUEEEP-4E

Tabla 25: Análisis lineal y no lineal de las Características σ tensión [MPa] de la conexión BUEEEP-4E

BUEEEP-4E	bf	tf	C-V
Lineal	63,1	18,2	72,9
No lineal	223,6	64,1	137,6

Fuente: Autor

4.1.Análisis de las características de la conexión WUF-W

Tabla 26: Análisis de las características σ tensión [MPa] de la conexión WUF-W

WUF-W	bf	tf	C-V
Lineal	39,6	17,2	71,7
No lineal	248,5	248,3	249,3

Fuente: Autor

4.2.Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático.

4.3. Matriz de comprobación de criterios

Tabla 27: Matriz de comprobación de criterios σ tensión [MPa] - análisis lineal

CRITERIOS	bf	tf	C-V	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
C-bfl 1	1,00	3,00	7,00	0,68	0,71	0,54	0,64
C-tfl 1	1/3	1,00	5,00	0,23	0,24	0,38	0,28
C-w 1	1/7	1/5	1,00	0,10	0,05	0,08	0,07
TOTAL	1,48	4,20	13,00				

Fuente: Autor

Tabla 28: Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático CRITERIO: bf.

CRITERIOS	RBS	BUEEP	WUF-W	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
RBS	1,00	1,00	5,00	0,45	0,20	0,79	0,48
BUEEP	1,00	1,00	1/3	0,45	0,20	0,05	0,24
WUF-W	1/5	3,00	1,00	0,09	0,60	0,16	0,28
TOTAL	2,20	5,00	6,33				

Fuente: Autor

Tabla 29: Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático CRITERIO: tf.

CRITERIOS	RBS	BUEEP	WUF-W	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
RBS	1,00	1/3	5,00	0,24	0,20	0,56	0,33
BUEEP	3,00	1,00	3,00	0,71	0,60	0,33	0,55
WUF-W	1/5	1/3	1,00	0,05	0,20	0,11	0,12
TOTAL	4,200	1,667	9,00				

Fuente: Autor

Tabla 30: Análisis de las características de las conexiones en el diseño estático CRITERIO: C-V.

CRITERIOS	RBS	BUEEP	WUF-W	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
RBS	1,00	1/7	9,00	0,12	0,02	0,88	0,34
BUEEP	7,00	1,00	1/5	0,86	0,16	0,02	0,35
WUF-W	1/9	5,00	1,00	0,01	0,81	0,10	0,31
TOTAL	8,11	6,14	10,20				

Fuente: Autor

Tabla 31: Tabla de resultados de priorización de alternativas en análisis jerárquico en condiciones lineales.

CRITERIO	bf	tf	C-V	PRIORIZACIÓN
RBS	0,48	0,33	0,34	38,52%

BUEEP	0,24	0,55	0,35	37,78%
WUF-W	0,28	0,12	0,31	23,70%

Fuente: Autor

Tabla 32: Matriz de comprobación de criterios σ tensión [MPa] – análisis no lineal

CRITERIOS	bf	tf	C-V	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
C-bfl 1	1	1	7,00	0,47	0,45	0,54	0,49
C-tfl 1	1	1	5,00	0,47	0,45	0,38	0,44
C-w 1	1/7	1/5	1	0,07	0,09	0,08	0,08
TOTAL	2,143	2,200	13,000				

Fuente: Autor

Tabla 33: Análisis de las características de las conexiones en el diseño no lineal- CRITERIO: bf.

CRITERIOS	RBS	BUEEP	WUF-W	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
RBS	1,00	3,00	7,00	0,68	0,43	0,84	0,65
BUEEP	1/3	1,00	1/3	0,23	0,14	0,04	0,14
WUF-W	1/7	3,00	1,00	0,10	0,43	0,12	0,22
TOTAL	1,476	7,00	8,33				

Fuente: Autor

Tabla 34: Análisis de las características de las conexiones en el diseño no lineal- CRITERIO: tf.

CRITERIOS	RBS	BUEEP	WUF-W	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
RBS	1	1/3	9,00	0,24	0,20	0,69	0,38
BUEEP	3,00	1	3,00	0,73	0,60	0,23	0,52
WUF-W	1/9	1/3	1	0,03	0,20	0,08	0,10
TOTAL	4,111	1,667	13,00				

Fuente: Autor

Tabla 35: Análisis de las características de las conexiones en el diseño no lineal- CRITERIO: C-V.

CRITERIOS	RBS	BUEEP	WUF-W	MATRIZ NORMALIZADA			PONDERACIÓN
RBS	1	1/7	9,00	0,12	0,02	0,88	0,34
BUEEP	7	1	1/5	0,86	0,16	0,02	0,35
WUF-W	1/9	5	1	0,01	0,81	0,10	0,31
TOTAL	8,11	6,14	10,20				

Fuente: Autor

Tabla 36: Tabla de resultados de priorización de alternativas en análisis jerárquico en condiciones no lineales.

CRITERIO	bf	tf	C-V	PRIORIZACIÓN
RBS	0,65	0,38	0,34	45,67%
BUEEP	0,14	0,52	0,35	33,50%
WUF-W	0,22	0,10	0,31	20,83%

Fuente: Autor

CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Como resultado del presente trabajo de investigación se concluye lo siguiente:

Los métodos en los cuales las edificaciones de nuestro país se han construido, responden a un diseño tradicional basado en métodos propuestos por la NEC 2015 siendo la base para la construcción local, dichas normativas abarcan sistemas aporticado, muros portantes y arriostramientos.

Los resultados obtenidos dentro de la filosofía de diseño según Norma NEC-15 y del AISC 360-10 en el ETABS han sido satisfactorios obteniendo los perfiles con adecuada ductilidad con los parámetros de desplazamientos menores al 2%.

Se analizó las conexiones precalificadas RBS, BUEEP y WUF-W para un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos SMF descritas en la normativa ANSI/AISC 358-16 a través de un planteamiento práctico, estableciendo el procedimiento del cálculo y diseño para cada una; además, tomando en cuenta las limitaciones geométricas de los elementos estructurales.

Comparando los tres tipos de conexiones, se obtuvo:

Que de manera global la conexión de tipo RBS es la que requiere mayor inspección para su correcto desempeño. Sin embargo, al considerar el análisis de la unión viga-columna las conexiones de tipo RBS y empernada son las que se deberían tomar en cuenta para su inspección.

En el caso de la conexión a momento WUF-W, la articulación plástica no se aleja de la cara de la columna por lo cual la conexión WUF-W desarrolló esfuerzos elevados ya las tres conexiones se evaluaron únicamente con el refuerzo transversal en la columna (Rigidizadores).

5.2. Recomendaciones

Los resultados de esta investigación son aplicables únicamente a este caso de estudio, por lo que se recomienda analizar otros tipos de edificios y conexiones, así como incrementar los criterios de análisis para tener un rango más amplio de comparación, complementando esta investigación.

Se recomienda que para la construcción de edificaciones con estructura metálica se utilice perfiles que ofrezcan iguales o parecidas rigideces en sus direcciones de análisis X e Y, así como emplear las secciones cuadradas huecas, debido a que los perfiles tipo W, que se usan como columnas en la configuración de pórticos especiales a momento (SMF) tienen un comportamiento ineficiente debido a la diferencia de rigideces en sus dos sentidos.

Profundizar la investigación en el rango no lineal utilizando métodos de modelación más complejos como el método de elementos finitos, para conocer el comportamiento del sistema estructural, ya que, las investigaciones en el estado del arte solo se centran en el comportamiento individual, así mismo, se recomienda realizar el análisis no lineal en softwares especializados como OpenSees, Perform 3D e incorporar en el análisis la influencia de la mampostería, levantamiento de fundaciones y deterioro de las conexiones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre, C. (2010). *Especificación ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero* (Asociacion).
- American, A., & Standard, N. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (Número 1).
- American, A., & Standard, N. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- Barahona, D., Vargas, V., & Casignia, J. (2013). *Mapa microzonificación sísmica de suelos de la ciudad de Riobamba. Universidad Nacional de Chimborazo*.
- Benito, P. (2012). *Implementación de conexiones calificadas viga-columna en pórticos no arriostrados especiales de acero resistentes a momento en el Ecuador*. Universidad San Francisco De Quito.
- Bertero en SEAOC, U., Huancavelica, D. E., Por, P., Rodolfo, B., Quichca, C., Jhubert, B. J., & Juño, Q. (1995). *“AÑO DE LA DIVERSIFICACIÓN PRODUCTIVA Y DEL FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN” INGENIERO CIVIL*.
- Cardoso, L., & Quishpe, E. (2014). *Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para porticos resistentes a momento*. Escuela Superior Politecnica de Chimborazo.
- Crisafulli, F. J. (2012). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
- Hamburger, R. O. (2006). Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, ANSI/AISC 358-05. *Proceedings of the Structures Congress and Exposition, 2006*, 5. [https://doi.org/10.1061/40889\(201\)5](https://doi.org/10.1061/40889(201)5)
- Mecánica, E. D. E. I. (2014). *CHIMBORAZO*.
- Politécnica, E., Ejército, D. E. L., Ciencias, D. D. E., & Tierra, D. E. L. A. (2013). *“DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA METÁLICAS DE ACERO MEDIANTE EL CODIGO F.E.M.A., UTILIZANDO ETABS”*.
- SAC Joint Venture. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. SAC Joint Venture.
- Shapiro, D., Rojahn, C., Reaveley, L. D., Smith, J. R., & Morelli, U. (2000). NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Earthquake Spectra*, 16(1), 227–239. <https://doi.org/10.1193/1.1586092>

ANEXOS

Anexo 1.- Propuesta de diseño.

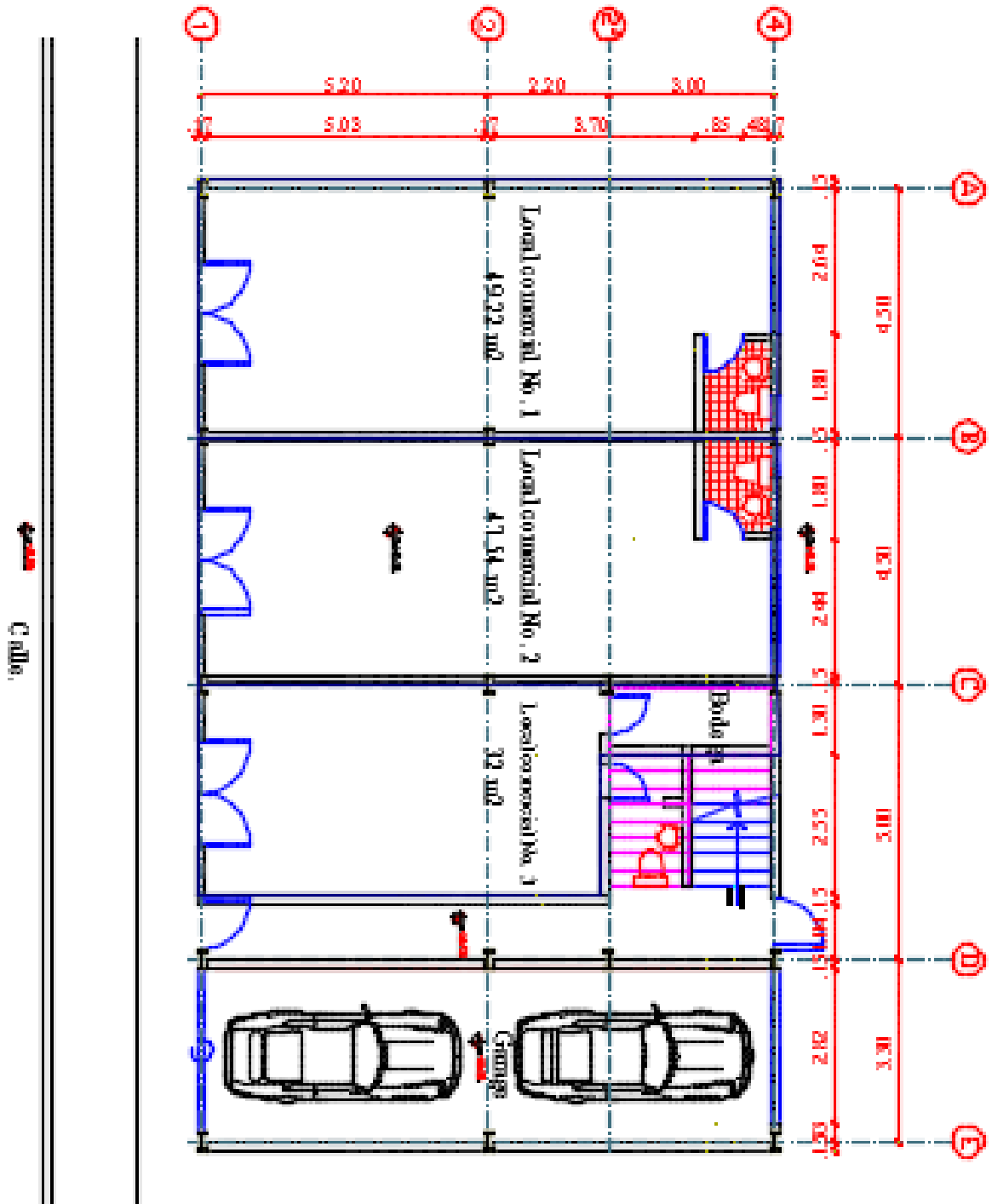


Ilustración 30: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 1. Fuente: Autor.

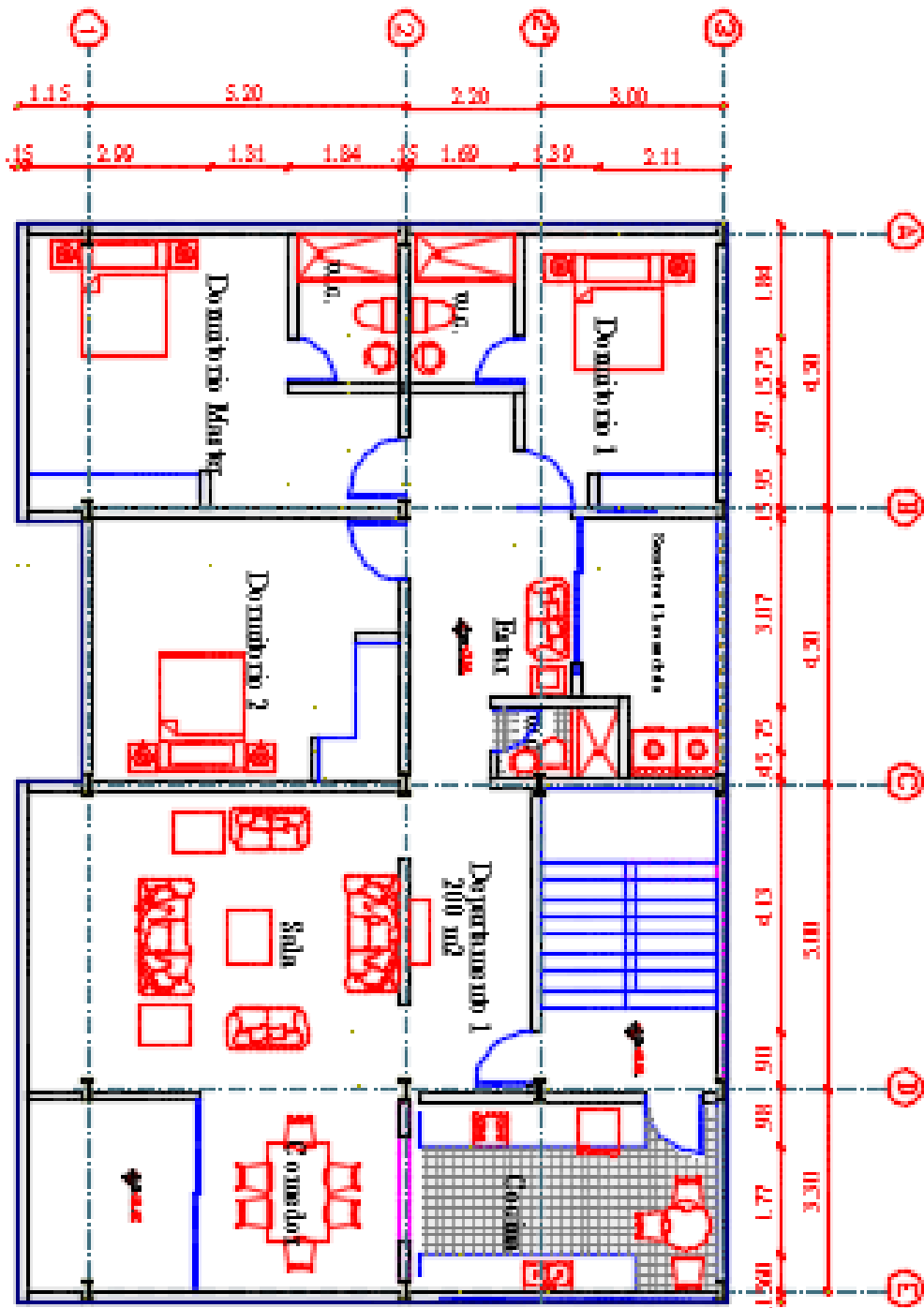


Ilustración 31: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 2-3. Fuente: Autor.

Anexo 2 Coeficientes de configuración en planta y elevación.

Coeficiente de regularidad en planta ϕ_p

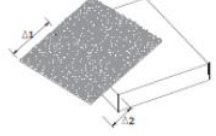

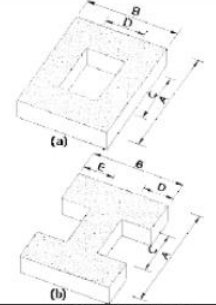
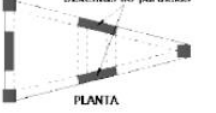
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{T1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{T2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{T3}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{T4}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 32: Coeficientes de irregularidad en planta, Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La estructura presentada no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Figura 55 por lo tanto ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta $\phi_p = 1$

$$\phi_p = 1$$

Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_e

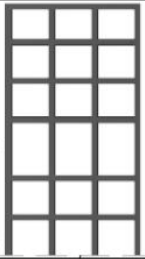
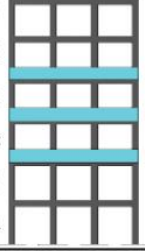

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_e=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_e=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_e=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 33: Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente (NEC-SE-DS, 2015)

La estructura contempla una cubierta inaccesible por lo cual no presenta irregularidad geométrica, tampoco se considera que tenga un piso flexible y por su ocupación no tiene una distribución de masa importante por tanto ϕ_e será igual a 1

$$\phi_e = 1$$

Anexo 3.- Cuantificación de cargas.

Cuantificación de cargas.

Se debe tener en cuenta que la carga gravitacional está actuando sobre cada piso e ingresar al programa ETABS 2016.

Piso 1 y 2.

Peso de la placa (e=65mm).

6.37kg/m²

Peso del concreto

166.8kg/m²

Peso total de la losa:

173.17kg/m²

Carga permanente sobre la losa.

Peso de masillado

44kg/m²

Peso de instalaciones

10kg/m²

Peso de cielorraso

20kg/m²

Peso de acabados

20kg/m²

Peso de mampostería	221.25kg/m ²
Carga muerta:	315.25kg/m²
Carga viva:	200kg/m²

Piso 3

Peso de la placa (e=65mm).	6.37kg/m ²
Peso del concreto	166.8kg/m ²
Peso total de la losa:	173.17kg/m²

Carga permanente sobre la losa.

Peso de masillado	44kg/m ²
Peso de instalaciones	10kg/m ²
Peso de cielorraso	20kg/m ²
Peso de mampostería	46.6/m ²
Carga muerta:	120.60kg/m²
Carga viva:	480kg/m²

Tapa grada

Peso de la placa (e=65mm).	6.37kg/m ²
Peso del concreto	166.8kg/m ²
Peso total de la losa:	173.17kg/m²

Carga permanente sobre la losa.

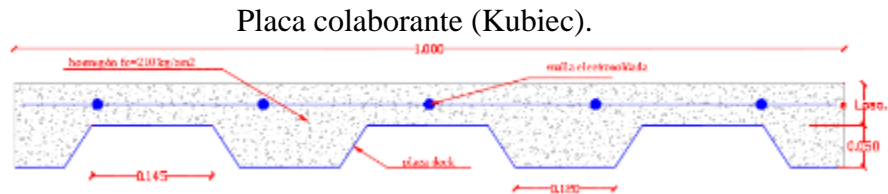
Peso de masillado	44kg/m ²
Peso de instalaciones	10kg/m ²
Peso de cielorraso	20kg/m ²
Peso de mampostería	4.66/m ²
Carga muerta:	78.66kg/m²
Carga viva:	70kg/m²

Anexo 4.- Predimensionamiento de elementos estructurales.

Pre diseño de los elementos estructurales.

Anexo 5.- Pre diseño de la placa colaborante

Las losas están formadas por placas colaborante (deck), el predimensionado de estos elementos se realiza de acuerdo a la separación entre elementos sobre los cuales se apoya el deck.



Propiedades del panel.

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPESOR	PESO	Is (+)	Is (-)	Ss (+)	Ss (-)
(mm)	(Kg/m ²)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54
0.70	6.85	32.29	31.83	10.72	15.71
0.76	7.44	35.97	35.47	12.10	17.13

Espesor
 $e := 0.65 \text{ mm}$

Peso deck
 $P := 6.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Volumen del hormigón.

VOLUMEN HORMIGON /m ²	
*ESPESOR DE LOSA(cm)	HORMIGON (m ³ /m ²)
5	0.06950
6	0.07954
7	0.08954
8	0.09954
10	0.11954
12	0.13954

$\gamma := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$e := 5 \text{ cm}$

$H := 0.0695 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$

$qH := \gamma \cdot H = 166.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Anexo 6.- Pre dimensionamiento de vigas secundarias.

Se realiza el pre diseño de la viga secundaria que se encuentra en el eje A-B, con una longitud de 5m y un ancho colaborante de 1.30m.

Cargas:

Carga muerta.

$D := 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Carga viva.

$L := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Se utiliza la combinación de carga número 2 (LRFD), establecida en la NEC-2015.

$W := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 906.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Se multiplica la carga por el ancho colaborante.

Ancho colaborante.

$$a := 1.3 \text{ m}$$

$$W_u := W \cdot a = 1177.935 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Aplicando las fórmulas del análisis estructural se determina el momento máximo positivo y las reacciones.

Luz:

$$l := 5 \text{ m}$$

$$M_u := \frac{W_u \cdot l^2}{8} = 3681.048 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_u := \frac{W_u \cdot l}{2} = 2944.838 \text{ kg}$$

Cálculo del módulo plástico Z_x

Esfuerzo de fluencia del acero A36.

$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

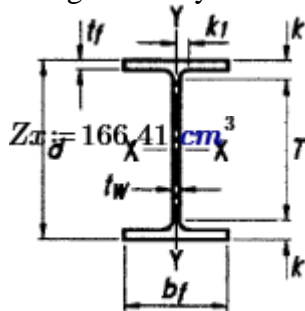
Factor de reducción de resistencia

$$\phi := 0.9$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\phi \cdot F_y} = 161.595 \text{ cm}^3$$

Se elige un perfil laminado en caliente de los catálogos de DIPAC, que posea un módulo plástico igual o mayor al calculado.

IPE 180



$$A_g := 23.95 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 1316.96 \text{ cm}^4$$

$$d := 180 \text{ mm}$$

$$t_w := 5.3 \text{ mm}$$

$$t_f := 8 \text{ mm}$$

$$b_f := 91 \text{ mm}$$

Control de la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} := \frac{l}{360} = 1.389 \text{ cm}$$

Carga distribuida

$$q_l := L \cdot a = 260 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Módulo de elasticidad

$$E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta := \frac{5 \cdot q_l \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.765 \text{ cm}$$

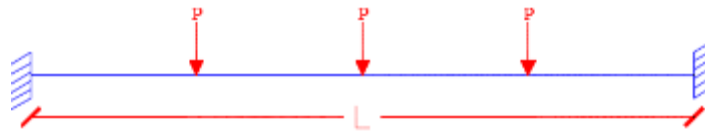
Anexo 7.- Pre dimensionamiento de las vigas principales.

$$\left\| \text{if}(\Delta < \Delta_{max}, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Viga Central.

Las vigas secundarias se consideran simplemente apoyadas en las vigas principales de tal manera que transmiten una carga puntual.

En las tablas de cargas concentradas equivalentes se obtiene los coeficientes, para determinar el momento máximo negativo en el empotramiento.



Coefficiente para cargas concentradas equivalentes (Cevallos, 2017, p.326).

$$\begin{aligned}
 a &:= 0.1875 \\
 b &:= 0.3125 \\
 c &:= 0.0 \\
 d &:= 1.5 \\
 e &:= 0.0104
 \end{aligned}$$

Carga puntual
Longitud de la viga

$$\begin{aligned}
 P &:= 2 \cdot Ru = 5889.676 \text{ kg} \\
 L &:= 5.2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momento máximo positivo.

$$M_{max1} := a \cdot P \cdot L = 5742.434 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento máximo negativo.

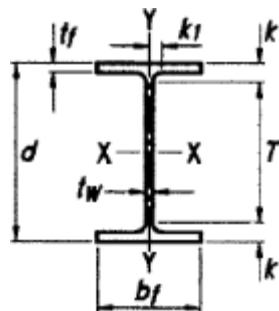
$$M_{max2} := b \cdot P \cdot L = 9570.724 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu := \left\| \max(M_{max1}, M_{max2}) \right\| = 9570.724 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del módulo plástico Z_x .

$$Z_x := \frac{Mu}{\phi \cdot F_y} = 420.147 \text{ cm}^3$$

Sección elegida.



IPE 270

$$\begin{aligned}
 Ag &:= 45.95 \text{ cm}^2 & Z_x &:= 484 \text{ cm}^3 \\
 d &:= 270 \text{ mm} \\
 tw &:= 6.6 \text{ mm} \\
 bf &:= 135 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Control de la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 1.444 \text{ cm}$$

Carga distribuida.

$$ql = 260 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$RL := \frac{ql \cdot L}{2} = 676 \text{ kg}$$

$$PL := 2 \cdot RL = 1352 \text{ kg}$$

$$\Delta := \frac{e \cdot PL \cdot L^3}{E \cdot I_x} = 0.163 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(\Delta < \Delta_{max}, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Anexo 8.- Viga central de borde.

Se toma los mismos coeficientes anteriormente citados.

Carga puntual.

$$P := Ru = 2944.838 \text{ kg}$$

Máximo momento positivo.

$$M_{max1} := a \cdot P \cdot L = 2871.217 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Máximo momento negativo.

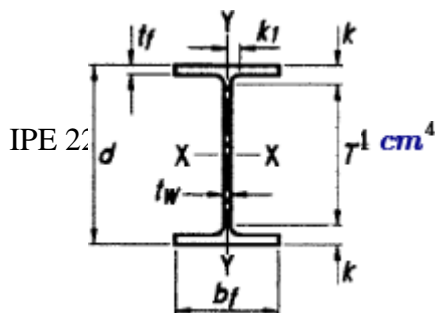
$$M_{max2} := b \cdot P \cdot L = 4785.362 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu := \left\| \max(M_{max1}, M_{max2}) \right\| = 4785.362 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del módulo de sección plástica

$$Z_x := \frac{Mu}{\phi \cdot F_y} = 210.074 \text{ cm}^3$$

Sección elegida.



$$A_g := 33.37 \text{ cm}^2$$

$$Z_x := 285.41 \text{ cm}^3$$

$$d := 220 \text{ mm}$$

$$t_w := 5.9 \text{ mm}$$

$$b_f := 110 \text{ mm}$$

Control de la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 1.444 \text{ cm}$$

Carga distribuida. $ql = 260 \frac{kg}{m}$

Reacción en los apoyos.

$$RL := \frac{ql \cdot L}{2} = 676 \text{ kg}$$

$$PL := 2 \cdot RL = 1352 \text{ kg}$$

$$\Delta := \frac{e \cdot PL \cdot L^3}{E \cdot I_x} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(\Delta < \Delta_{max}, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Anexo 9.- Pre dimensionamiento de columnas.

Se analiza la columna C-2, que es la más cargada.

Piso 1-2

A la carga muerta se le adiciona un 30% más, debido al peso de vigas, viguetas y columnas.

$$\text{Carga muerta} = 488.42 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.3 = 634.946 \text{ kg/m}^2.$$

$$D := 634.946 \frac{kg}{m^2}$$

Carga viva.

$$L := 200 \frac{kg}{m^2}$$

Combinación de carga.

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1081.935 \frac{kg}{m^2}$$

Área colaborante. $A := 24.7 \text{ m}^2$

Número de pisos $N := 2$

Carga ultima de los pisos 1-2.

$$P_{u1} := W_u \cdot A \cdot N = 53447.599 \text{ kg}$$

Piso 3.

A la carga muerta se le adiciona un 30% más, debido al peso de vigas, viguetas y columnas.

$$\text{Carga muerta} = 293.77 / \text{m}^2 \cdot 1.3 = 381.901 \text{ kg/m}^2.$$

$$D := 381.901 \frac{kg}{m^2}$$

Carga viva.

$$L := 480 \frac{kg}{m^2}$$

Combinación de carga.

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1226.281 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Área colaborante.

$$A := 24.7 \text{ m}^2$$

Número de pisos

$$N := 1$$

Carga última del piso 3.

$$P_{u2} := W_u \cdot A \cdot N = 30289.146 \text{ kg}$$

$$P_u := P_{u1} + P_{u2} = 83736.745 \text{ kg}$$

Factor de mayoración por sismo.

$$F := 1.5$$

$$P_n := P_u \cdot F = 125605.117 \text{ kg}$$

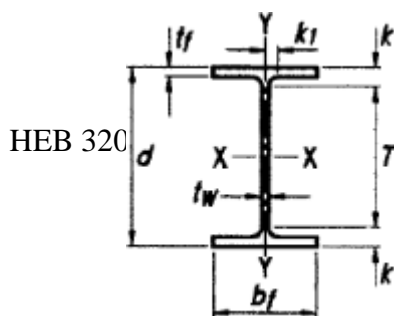
Para el pre diseño se toma el valor de $KL/r=100$ y se obtiene el valor del esfuerzo crítico en compresión para el acero A36.

$$\phi F_{cr} := 1344.462271 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del área de la sección.

$$A_g := \frac{P_n}{\phi F_{cr}} = 93.424 \text{ cm}^2$$

Sección elegida.



$$A_g := 161 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 30820 \text{ cm}^4$$

$$d := 320 \text{ mm}$$

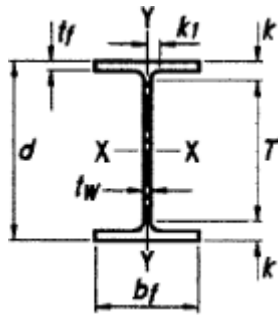
$$t_w := 20.5 \text{ mm}$$

$$b_f := 300 \text{ mm}$$

Anexo 10.- Diseño de elementos estructurales.

Diseño de elementos estructurales.

Propiedades del perfil de columna.



HEB 320

$$A_{gc} := 161 \text{ cm}^2$$

$$I_{yc} := 9240 \text{ cm}^4$$

Módulo de corte elástico del acero

$$d_c := 320 \text{ mm}$$

$$r_c := 27 \text{ mm}$$

$$G_c := 788375.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t_{wc} := 11.5 \text{ mm}$$

$$t_{fc} := 20.5 \text{ mm}$$

$$b_{fc} := 300 \text{ mm}$$

$$I_{xc} := 30820 \text{ cm}^4$$

Radio de giro en x.

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_{gc}}} = 13.836 \text{ cm}$$

Radio de giro en y.

$$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_{gc}}} = 7.576 \text{ cm}$$

Espesor del ala con curvatura.

$$e_c := t_{fc} + r_c = 4.75 \text{ cm}$$

Altura libre del alma

$$T_c := d_c - 2 \cdot e_c = 22.5 \text{ cm}$$

Distancia entre centroides al ala

$$h_c := d_c - t_{fc} = 29.95 \text{ cm}$$

Módulo plástico en "X"

$$Z_{xc} := b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot (d_c - t_{fc}) + t_{wc} \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{fc}\right)^2 + 0.8584 \cdot r_c^2 \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{fc} - 0.2234 \cdot r_c\right) = 2149.239 \text{ cm}^3$$

Propiedades Torsionales.

Constante de torsión de alabeo.

$$C_{wc} := t_{fc} \cdot h_c^2 \cdot \frac{b_{fc}^3}{24} = 2068712.016 \text{ cm}^6$$

Constante torsional de St, Venant.

$$D_c := \frac{\left(t_{fc}^2 + \frac{t_{wc}^2}{4} + 0.2929 \cdot r_c \cdot (t_{wc} + 2 \cdot t_{fc}) + 0.1716 \cdot r_c^2\right)}{t_{fc} + 0.2929 \cdot r_c} = 3.498 \text{ cm}$$

$$\chi := \left(0.15 + 0.10 \cdot \frac{r_c}{t_{fc}}\right) \cdot \frac{t_{wc}}{t_{fc}} = 0.158$$

$$J_c := 2 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^3 \cdot \left(\frac{1}{3} - 0.21 \cdot t_{fc} \cdot \frac{\left(1 - \frac{t_{fc}^4}{12 \cdot b_{fc}^4}\right)}{b_{fc}}\right) + (d_c - 2 \cdot t_{fc}) \cdot \frac{t_{wc}^3}{3} + 2 \cdot \chi \cdot D_c^4 = 226.325 \text{ cm}^4$$

1.- Chequeo a tensión.

1.1.- fluencia en la sección bruta.

$$\Phi \cdot P_n \geq P_u$$

Factor de reducción de resistencia $\phi := 0.90$

Esfuerzo de fluencia. $F_y := 2531.05 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia nominal a tensión.

$$P_n := A_{gc} \cdot F_y = 407499.05 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot P_n = 366749.145 \text{ kg}$$

$$P_u := 73647.5 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot P_n \geq P_u, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Pandeo General.

2.- Compresión

Resistencia nominal a la compresión

$$\Phi \cdot P_n \geq P_u$$

Altura de entrepiso $h := 2.88 \text{ m}$

Módulo de elasticidad $E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}$

$$K := 1$$

b1. Pandeo flexionante alrededor del eje x.

$$\frac{K \cdot h}{r_{xc}} = 20.816$$

b2. Pandeo flexionante alrededor del eje y.

$$\frac{K \cdot h}{r_{yc}} = 38.016$$

b3. Pandeo por torsión alrededor del eje z.

$$k_z := 1$$

$$I_o := I_{xc} + I_{yc} = 40060 \text{ cm}^4$$

$$r_o := \sqrt{\frac{I_o}{A_{gc}}} = 15.774 \text{ cm}$$

$$F_{ez} := \frac{1}{A_{gc} \cdot (r_{xc}^2 + r_{yc}^2)} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_{wc}}{(k_z \cdot h)^2} + G_c \cdot J_c \right) = 17358.021 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{K \cdot h}{r_{yz}} \text{ equivalente} \quad \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ez}}} = 34.555$$

$$\lambda := \max\left(\frac{K \cdot h}{r_{xc}}, \frac{K \cdot h}{r_{yc}}, \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ez}}}\right) = 38.016 \quad \lambda_{critico} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.669$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_{critico}, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"}) \right\| = \text{"rango inelastico"}$$

Fe= Tención de pandeo elástico.

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 14341.024 \frac{kg}{cm^2}$$

Fcr= Esfuerzo crítico.

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2350.82 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia nominal a la compresión.

$$P_{nc} := F_{cr} \cdot A_{gc} = 378482.021 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(P_{nc} \cdot \phi \geq P_u, \text{"pasa"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"pasa"}$$

Pandeo local

Factor Q: Factor de reducción neta, toma en cuenta todos los elementos esbeltos a compresión.

Qs = Elementos no arriostrados (ala).

a.- Laminados

$$\frac{b_{fc}}{2} = 7.317 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$

$$Q_s := \left\| \text{if}\left(\frac{b_{fc}}{2} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 1, \text{"riostras"}\right) \right\| = 1$$

Qa = Elementos arriostrados (alma).

Cálculo de f con:

$$Q := 1$$

$$\lambda = 38.016 \quad \lambda_r := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 135.669$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_r, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"}) \right\| = \text{"rango inelastico"}$$

Fe = tención crítica de pandeo elástico.

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 14341.024 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo crítico.

$$F_{cr} := Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 2350.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f := F_{cr}$$

a.- todos excepto cuadrados.

$$\frac{dc}{t_{wc}} = 27.826 \qquad 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} = 44.533$$

Ancho efectivo.

$$b_e := 1.92 \cdot t_{wc} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \cdot \left(1 - \frac{0.34}{\frac{dc}{t_{wc}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right) = 418.927 \text{ mm}$$

$$b := dc$$

$$b_e < b$$

$$b - b_e = -98.927 \text{ mm}$$

$$A_e := A_{gc} - 98.927 \text{ mm} \cdot t_{wc} = 149.623 \text{ cm}^2$$

$$Q_a := \frac{A_e}{A_{gc}} = 0.929$$

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 0.929$$

$$\lambda = 38.016$$

$$\lambda_{critico} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 140.732$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_{critico}, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"}) \right\| = \text{"rango inelastico"}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 14341.024 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 2196.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

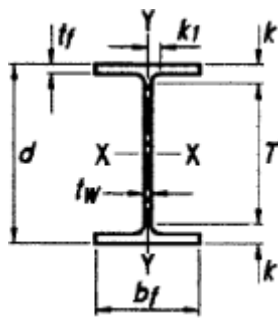
Resistencia de diseño.

$$P_n := F_{cr} \cdot A_{gc} = (3.536 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot P_n \geq P_u, \text{"perfil satisfactorio"}, \text{"no satisfactorio"}) \right\| = \text{"perfil satisfactorio"}$$

Flexión.

Propiedades del perfil de la viga.



HEB 270

$Ag := 45.95 \text{ cm}^2$	$Iy := 426.45 \text{ cm}^4$	Módulo de corte elástico del acero
$d := 270 \text{ mm}$	$r := 15 \text{ mm}$	
$tw := 6.6 \text{ mm}$	$tf := 10.2 \text{ mm}$	$G := 788375.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$bf := 135 \text{ mm}$	$Sx := 429 \text{ cm}^3$	
$Ix := 5789.78 \text{ cm}^4$		

Radio de giro en x.

$$rx := \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = 11.225 \text{ cm}$$

Radio de giro en y.

$$ry := \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = 3.046 \text{ cm}$$

Espesor del ala con curvatura.

$$e := tf + r = 2.52 \text{ cm}$$

Altura libre del alma

$$T := d - 2 \cdot e = 21.96 \text{ cm}$$

Distancia entre centroides al ala

$$h := d - tf = 25.98 \text{ cm}$$

Modulo plástico en "X"

$$Zx := bf \cdot tf \cdot (d - tf) + tw \cdot \left(\frac{d}{2} - tf\right)^2 + 0.8584 \cdot r^2 \cdot \left(\frac{d}{2} - tf - 0.2234 \cdot r\right) = 483.997 \text{ cm}^3$$

Propiedades Torsionales.

Constante de torsión de alabeo.

$$Cw := tf \cdot h^2 \cdot \frac{bf^3}{24} = 70577.867 \text{ cm}^6$$

Constante torsional de St, Venant.

$$D := \frac{\left(tf^2 + \frac{tw^2}{4} + 0.2929 \cdot r \cdot (tw + 2 \cdot tf) + 0.1716 \cdot r^2\right)}{tf + 0.2929 \cdot r} = 1.865 \text{ cm}$$

$$\chi := \left(0.15 + 0.10 \cdot \frac{r}{tf}\right) \cdot \frac{tw}{tf} = 0.192$$

$$J := 2 \cdot bf \cdot tf^3 \cdot \left(\frac{1}{3} - 0.21 \cdot tf \cdot \frac{\left(1 - \frac{tf^4}{12 \cdot bf^4}\right)}{bf}\right) + (d - 2 \cdot tf) \cdot \frac{tw^3}{3} + 2 \cdot \chi \cdot D^4 = 16.139 \text{ cm}^4$$

Pandeo local.

Patín.

$$\lambda := \frac{bf}{tf} = 6.618$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946$$

$$\lambda_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.804$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{if}(\lambda \leq \lambda_r, \text{"no compacta"}, \text{"esbelta"})) \right\| = \text{"compacta"}$$

Alma.

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

$$\lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164.185$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{if}(\lambda \leq \lambda_r, \text{"no compacta"}, \text{"esbelta"})) \right\| = \text{"compacta"}$$

Pandeo lateral torsional.

$$rts := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 3.576 \text{ cm}$$

Para secciones I con simetría doble.

$$c := 1$$

Lb = Longitud sin soporte lateral del patín en compresión.

$$Lb := 1.3 \text{ m}$$

$$ho := d - tf$$

Longitudes límites.

$$Lp := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.544 \text{ m}$$

$$Lr := 1.95 \cdot rts \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot ho} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot ho}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 5.277 \text{ m}$$

$$\left\| \text{if}(Lb \leq Lp, \text{"rango plastico"}, \text{if}(Lb \leq Lr, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"})) \right\| = \text{"rango plastico"}$$

a.- Rango plástico.

$$Mp := F_y \cdot Z_x$$

$$Mn := Mp$$

$$\phi \cdot Mn = 11025.175 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu := 4714.3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Mn \geq Mu, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Resistencia a corte.

Área del alma (A_w).

$$A_w := T \cdot tw = 14.494 \text{ cm}^2$$

$$h := d - tf = 0.26 \text{ m}$$

K_v = Coeficiente de pandeo por corte del alma.

1.- Alma sin rigidizado res.

$$\frac{h}{tw} = 39.364 \quad \text{menor igual} \quad 260$$

$$k_v := \left\| \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 260, 5.34, \text{"revisar"}\right) \right\| = 5.34$$

C_u = Coeficiente de corte del alma.

a). - Miembros laminados H o I.

$$\frac{h}{tw} = 39.364 \quad \text{menor igual} \quad 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.522$$

$$C_u := \left\| \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 1, \text{"no aplica"}\right) \right\| = 1$$

$$Vu := 8038 \text{ kg} \quad Vn := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_u = 22010.416 \text{ kg}$$

Factor de reducción de resistencia LRFD. $\phi := 1$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Vn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Anexo 11.- Diseño de la conexión (RBS).

Diseño de la conexión Viga de Sección Reducida (RBS).

Limitaciones en vigas.

$$\text{Altura de la sección (Hs).} \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(d < 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso de la sección (Ps).

$$\gamma := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad A_g = 45.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} := (A_g \cdot 1 \text{ m}) \cdot \gamma = 36.071 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\text{Peso} \leq 447 \text{ kg}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

$$\text{Espesor en las alas (tf).} \quad t_f = 1.02 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(t_f \leq 44.5 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Relación luz libre / Peralte.

$$\text{Luz libre} \quad L_e := 5.2 \text{ m} - d_c = 4.88 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de la viga} \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}\left(\frac{L_e}{d_c} \geq 7, \text{"SMF"}, \text{"IMF"}\right) \right\| = \text{"SMF"}$$

Relaciones de esbeltez ala (b/tf).

$$\lambda := \frac{b_f}{t_f} = 6.618 \quad \lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.641$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/tw).

$$\lambda := \frac{T}{t_w} = 33.273 \quad \lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.571$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Limitaciones en columnas.

$$\text{Altura de la sección (dc).} \quad d_c = 0.32 \text{ m}$$

$$\left\| \text{if}(d_c \leq 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso máximo. No hay limitación.

Espesor máximo del ala (tf) No hay limitación.

Relaciones de esbeltez ala (b/tfc).

$$\lambda := \frac{bfc}{2tfc} = 7.317 \quad \lambda_p := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/twc).

$$\lambda := \frac{Tc}{twc} = 19.565 \quad \lambda_p := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Procedimiento de diseño.

Paso 1.- Determinar la ubicación y dimensiones de la reducción en las alas de la viga (American & Standard, 2016).

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

a.- distancia comprendida entre la cara de columna hasta el inicio de la reducción en las alas de la viga.

b.- ancho de la reducción en el ala de la viga.

c.- Profundidad del corte

bbf.- ancho del ala de la viga

$$bbf := bf$$

d.- peralte de la viga

$$d = 0.27 \text{ m}$$

$$a := 0.7 \cdot bbf$$

$$b := 0.75 \cdot d$$

$$c := 0.23 \cdot bbf$$

Radio de corte R.

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c}$$

Pasó 2.- Calculo del módulo plástico en la sección reducida (American & Standard, 2016).

Zx.- Modulo seccional plástico de la viga.

Ze.- Modulo plástico en el centro de la sección reducida.

tbf.- Espesor del ala de la viga.

$$tbf := tf$$

$$Z_e := Z_x - 2 \cdot c \cdot tbf \cdot (d - tbf) = 319.434 \text{ cm}^3$$

Paso 3.- Calculo de momento probable en el centro de la reducción (American & Standard, 2016).

Cpr. - Factor para estimar la fuerza máxima en la conexión ≤ 1.2

$$F_u := 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \qquad F_y = 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.306$$

$$C_{pr} := \left\| \text{if}(C_{pr} \leq 1.2, C_{pr}, 1.2) \right\| = 1.2$$

Ry = Factor de fluencia probable del acero (NEC). **Ry := 1.3**

Mpr = Máximo momento probable en el centro de la reducción en la viga.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 12612.654 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paso 4.- Calculo de la fuerza cortante en el centro de la sección reducida de la viga.

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

La carga gravitacional (W) que actúa sobre la viga está en función de la siguiente combinación $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$, el factor f_1 para la carga viva está en un rango de (0.5 a 0.7), pero no debe ser menor a 0.5.

La carga de nieve S, se ha tomado igual a cero, debido a que en nuestro país la temporada de nieve es muy rara.

Carga muerta.

Carga viva.

$$D := 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$L := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación elegida

$$W_u := 1.2 \cdot D + 0.7 \cdot L$$

Ancho colaborante

$$B := 5.2 \text{ m}$$

Distancia a la rótula plástica (sh).

$$sh := a + \frac{b}{2}$$

Tramo de viga comprendida entre rotulas plásticas.

Le = Longitud de eje a eje.

$$Le := 4.5 \text{ m}$$

dc = Peralte de la columna

$$dc := 0.32 \text{ m}$$

$$Lh := Le - 2 \cdot \frac{dc}{2} = 4.18 \text{ m}$$

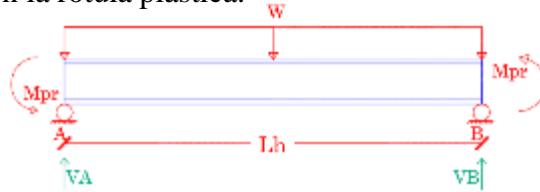
Área colaborante

$$A := B \cdot Lh$$

Carga distribuida.

$$W := \frac{A \cdot Wu}{Lh} = 3775.741 \frac{kg}{m}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica.



$$VRBS := \frac{2 \cdot M_{pr}}{Lh} + \frac{W \cdot Lh}{2} = 13926.061 \text{ kg}$$

Paso 5.- Calculo del momento máximo en la cara de la columna (American & Standard, 2016).

$$M_f := M_{pr} + VRBS \cdot sh = 15338.68 \text{ kg} \cdot m$$

Paso 6.- Calculo del momento plástico en la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado (American & Standard, 2016).

$$M_{pe} := R_y \cdot F_y \cdot Z_x = 15925.252 \text{ kg} \cdot m$$

Paso 7.- Verificación de la capacidad en flexión de la viga en la cara de la columna (American & Standard, 2016).

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

ϕd para estados limites dúctiles

$$\phi d := 1$$

$$\left\| \text{if}(M_f \leq \phi d \cdot M_{pe}, \text{"ok"}, \text{"no satisfice"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Nota: So no satisfice, revisar las dimensiones a, b, c y los pasos del 1-7.

Paso 8.- Calculo de la capacidad a corte requerida en la viga y en la conexión (American & Standard, 2016).

$$V_{gravity} := W \cdot \frac{Lh}{2} = 7891.298 \text{ kg}$$

$$V_u := \frac{2 \cdot M_{pr}}{Lh} + V_{gravity} = 13926.061 \text{ kg}$$

Se compara la resistencia a corte nominal determinado a partir de las expresiones que se encuentran en el AISC 360 -10 capitulo G.

Área del alma de la viga

$$A_w := T \cdot tw$$

Coefficiente de pandeo por corte del alma \$k_v\$.

$$k_v := \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 260, 5.34, \text{"revisar"}\right) = 5.34$$

Coefficiente de corte del alma \$C_v\$.

a). - Para almas de miembros laminados de sección H.

$$\frac{h}{tw} \quad \text{menor igual} \quad 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Cv := \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}, 1, \text{"revisar"}\right) = 1$$

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv$$

Coefficientes de reducción por cortante. $\phi := 0.75$

$$\left\| \text{if}(Vu \leq \phi \cdot Vn, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Paso 9.- Diseño de la conexión del alma de la viga a la columna (American & Standard, 2016).

Material $Fy = 25310500 \frac{kg}{m^2}$ $Fu = 4080 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia a corte de los pernos.

Material de pernos A 325

Esfuerzo nominal a corte del perno. $Fnv := 3800 \frac{kg}{cm^2}$ AISC 360. TABLA J3.2

Cantidad de pernos $np := 3$

Dímetro del perno $dp := \frac{5}{8} \text{ in}$

Área bruta de la sección.

$$Ab := np \cdot \frac{\pi \cdot dp^2}{4} = 5.938 \text{ cm}^2$$

Coefficientes de reducción por cortante. $\phi := 0.75$

Resistencia nominal por cortante del perno.

$$Rn := Fnv \cdot Ab$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos. AISC 360. J3.10.

La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado, Rn, es determinada de la siguiente manera.

a). - Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, sobre medidas y de ranura corta independiente de la dirección de carga, o en perforaciones de ranura larga.

i). - Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño.

Fu = Resistencia última del material conectado.
 dp = Diámetro nominal del perno.
 lc = Distancia entre el borde de la perforación a borde de la perforación adyacente o borde del material. tabla AISC J3.4

$$lc := 1.25 \text{ in}$$

t = Espesor del material conectado.

$$t := 12 \text{ mm}$$

Factor de reducción al aplastamiento.

$$\phi_n := 0.75$$

$$Rn2 := 2.4 \cdot dp \cdot t \cdot Fu$$

$$Rn1 := 1.2 \cdot lc \cdot t \cdot Fu$$

$$Rn := \min(Rn1, Rn2) = 18653.76 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi_n \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Resistencia de la plancha a corte. AISC 360. J4.2

La resistencia a corte disponible en los elementos involucrados y elementos conectores a corte deben elegir el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y ruptura.

a). - Fluencia en corte del elemento.

Agv = Área bruta solicitada a corte.

Factor de reducción de resistencia a fluencia

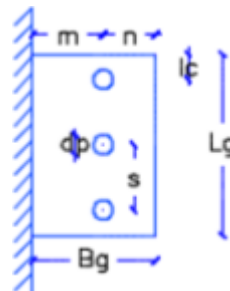
$$\phi_f := 1$$

$$m := 5 \text{ cm}$$

$$n := lc = 3.175 \text{ cm}$$

$$s := 5 \text{ cm}$$

$$t = 1.2 \text{ cm}$$



$$Lg := 2 \cdot lc + 2 \cdot s$$

$$Agv := Lg \cdot t = 19.62 \text{ cm}^2$$

$$Rnf := 0.60 \cdot Fy \cdot Agv = 29795.521 \text{ kg}$$

$$\phi_f \cdot Rnf = 29795.521 \text{ kg}$$

b). - Ruptura en tracción de los elementos conectores.

Ae = Área neta efectiva.

Factor de reducción a la ruptura.

$$\phi_r := 0.75$$

$$Ae := Agv - np \cdot \left(dp + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot t = 12.762 \text{ cm}^2$$

$$R_{nr} := 0.60 \cdot F_u \cdot A_e = 31241.376 \text{ kg}$$

$$\phi_r \cdot R_{nr} = 23431.032 \text{ kg}$$

Se elige la menor resistencia.

$$\min(\phi_f \cdot R_{nf}, \phi_r \cdot R_{nr}) = 23431.032 \text{ kg}$$

$$\text{if}(\min(\phi_f \cdot R_{nf}, \phi_r \cdot R_{nr}) \geq V_u, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 10.- Verificación del requerimiento de placas de continuidad.

Las conexiones resistentes a momento, en la zona del panel deben ser provistas de placas de continuidad que atraviesen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de la columna sea menor a una de las siguientes expresiones.

t_{cf} = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.

$$b_f = \text{Ancho del ala de la viga} \quad b_f = 0.135 \text{ m}$$

$$t_{fc} = \text{Espesor del ala de la viga} \quad t_{fc} := t_f$$

$$R_{yb} = \text{Relación de esfuerzo de fluencia.} \quad R_{yb} := R_y \quad R_{yc} := R_y$$

$$F_{yb} = \text{Esfuerzo de fluencia de la viga.} \quad F_{yb} := F_y$$

$$F_{yc} = \text{Esfuerzo de fluencia de la columna.} \quad F_{yc} := F_y$$

$$t_{cf1} := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_f \cdot t_{fc} \cdot \frac{F_{yb} \cdot R_{yb}}{F_{yc} \cdot R_{yc}}} = 1.991 \text{ cm}$$

$$t_{cf2} := \frac{b_f}{6} = 2.25 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(t_f < \min(t_{cf1}, t_{cf2}), \text{"placas continuidad"}, \text{"no necesita"}) \right\| = \text{"placas cont"}$$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

$$e := \frac{t_f}{2} = 5.1 \text{ mm}$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga.

$$e := t_f = 10.2 \text{ mm}$$

Paso 11.- Resistencia a corte en la zona del panel (American & Standard, 2016).

Se debe verificar que la unión viga columna se mantenga rígida, la resistencia nominal en la zona del panel, para el estado límite de fluencia en corte se debe calcular de la siguiente manera.

Pr = Resistencia axial máxima que se la obtiene del ETABS 2016.

TABLE: Column Forces													
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Element	Element Station m	Location
Story1	C7	29	1.2D+1.6L	0	-73.6475	-0.3382	-0.2677	0.00001193	-0.348	-0.0858	29	0	
Story1	C7	29	ENVEXX Min	0	-73.6475	-3.3942	-0.3473	-0.0001	-0.4409	-8.1826	29	0	
Story1	C7	29	ENVEYY Min	0	-73.6475	-0.3382	-0.6404	-0.0001	-1.0553	-0.0991	29	0	
Story1	C7	29	1.2D+1.6L	1.485	-73.4223	-0.3382	-0.2677	0.00001193	0.0496	0.4163	29	1.485	

$$Pr := 73647.5 \text{ kg}$$

Py = Resistencia axial de fluencia de la columna.

$$Py := Fy \cdot Agc = 407499.05 \text{ kg}$$

$$Pc = Py \text{ (LRFD)} \quad Pc := Py$$

$$bcf = \text{Ancho del ala de la columna.} \quad bcf := bfc$$

$$tcf = \text{Espesor del ala de la columna.} \quad tcf := tfc$$

$$db = \text{Altura de la viga.} \quad db := d$$

$$\text{Factor de reducción de resistencia} \quad \phi := 0.90$$

a). - Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona del panel en la estabilidad del pórtico.

i).- Para $Pr \leq 0.4 \cdot Pc$

$$Rn1 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc = 55885.584 \text{ kg}$$

ii).- Para $Pr > 0.4 \cdot Pc$

$$Rn2 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1.4 - \frac{Pr}{Pc}\right) = 68139.589 \text{ kg}$$

$$Rn := \text{if}(Pr \leq 0.4 \cdot Pc, Rn1, Rn2) = 55885.584 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot Rn = 50297.026 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

b). - Cuando la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal son considerados en el análisis.

i).- Para $Pr \leq 0.75 \cdot Pc$

$$Rn1 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bcf \cdot tcf^2}{db \cdot dc \cdot twc}\right) = 61152.193 \text{ kg}$$

ii).- Para $Pr > 0.75 \cdot Pc$

$$Rn2 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot bcf \cdot tcf^2}{db \cdot dc \cdot twc}\right) \cdot \left(1.9 - \frac{1.2 \cdot Pr}{Pc}\right) = 85197.983 \text{ kg}$$

$$Rn := \text{if}(Pr \leq 0.75 \cdot Pc, Rn1, Rn2) = 61152.193 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot Rn = 55036.974 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Espesor de la zona nodal.

dz = Ancho de la zona del panel entre placas de continuidad.

$$dz := d - 2 \cdot tf$$

Wz = Peralte de la zona del panel entre alas de la columna.

$$Wz := dc - 2 \cdot tfc$$

$$tp := \frac{dz + Wz}{90} = 6.102 \text{ mm}$$

Comprobación de la relación viga columna.

- 1.- La zona del panel deberán cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.
- 2.- Las relaciones de momento viga columna se limitará de la siguiente manera.

a). - Para los sistemas SMF, el valor de M_{pb} se tomará igual a la $(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al procedimiento anterior y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta la línea central de la columna. Se permite calcular como $V_h \cdot (dc/2)$, donde V_h es el cortante en la rótula plástica, y dc es la profundidad de la columna.

V_h = Cortante en la rótula plástica.

$$V_h := VRBS$$

M_{uv} = Momento en el eje de la columna.

$$M_{uv} := V_h \cdot \left(sh + \frac{dc}{2} \right) = 4954.196 \text{ kg} \cdot m$$

Sumatoria de momentos en las vigas.

$$\Sigma M_{pb} := (M_{pr} + M_{uv}) \cdot 2 = 35133.7 \text{ kg} \cdot m$$

P_{uc} = Carga axial ultima

$$P_{uc1} := P_r \qquad P_{uc2} := 51909.4 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right)$$

$$\Sigma M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right)$$

$$\Sigma M_{pc} := \Sigma M_{pc1} + \Sigma M_{pc2} = 92035.636 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Relación viga columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} \geq 1$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 2.62$$

Anexo 12.- Diseño de la conexión (BUEP-4E).

Diseño de la conexión Placa de Extremo Extendida Apornada sin Rigidizador (BUEP-4E).

Limitaciones en vigas.

Altura de la sección (Hs). $d = 27 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(d < 1400 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso de la sección (Ps). No hay límite.

Espesor en las alas (tf). $tf = 1.02 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(tf \leq 235 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Relación luz libre / Peralte.

Luz libre $Le = 4.5 \text{ m}$

Peralte de la viga $dc = 32 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}\left(\frac{Le}{dc} \geq 7, \text{"SMF"}, \text{"IMF"}\right) \right\| = \text{"SMF"}$$

Relaciones de esbeltez ala (b/tf).

$$\lambda := \frac{bf}{2tf} = 6.618 \quad \lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 8.641$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/tw).

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273 \quad \lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 70.571$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Limitaciones en columnas.

Altura de la sección (dc). $dc = 0.32 \text{ m}$

$$\left\| \text{if}(dc \leq 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso máximo. No hay limitación.

Espesor máximo del ala (tf) No hay limitación.

Relaciones de esbeltez ala (b/tfc).

$$\lambda := \frac{bfc}{tfc} = 14.706 \qquad \lambda_p := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/twc).

$$\lambda := \frac{Tc}{twc} = 19.565 \qquad \lambda_p := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Paso 1.- Diseño de la placa final y perno (American & Standard, 2016).

Ze = Modulo plástico de la sección. $Z_e := Z_x = 483.997 \text{ cm}^3$

Ry = Relación de esfuerzos de fluencia esperado. $R_y = 1.3$

Cpr = Factor para estimar la fuerza máxima de la conexión. $C_{pr} = 1.2$

Momento probable máximo.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 19110.303 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la fuerza de corte en la viga.

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

La carga gravitacional (W) que actuara sobre la viga está en función de la siguiente combinación $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$, el factor f_1 para la carga viva está en un rango de (0.5 a 0.7), pero no debe ser menor a 0.5.

La carga de nieve S, se ha tomado igual a cero, debido a que en nuestro país la temporada de nieve es muy rara.

Carga muerta.

$$D = 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva.

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación elegida

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 906.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ancho colaborante

$$B = 5.2 \text{ m}$$

Distancia a la rótula plástica (sh).

d = Peralte de la viga

$$d = 0.27 \text{ m}$$

$$sh1 := \frac{d}{2} = 0.135 \text{ m}$$

bbf = Ancho del ala de la viga.

$$bbf := bf = 0.135 \text{ m}$$

$$sh2 := 3 \cdot bbf = 0.405 \text{ m}$$

$$sh := \min(sh1, sh2) = 13.5 \text{ cm}$$

Tramo de viga comprendida entre rótulas plásticas.

Le = Longitud de eje a eje.

$$Le = 4.5 \text{ m}$$

dc = Peralte de la columna

$$dc = 32 \text{ cm}$$

$$Lh := Le - dc - 2 \cdot sh = 3.91 \text{ m}$$

Área colaborante

$$A := B \cdot Lh = 20.332 \text{ m}^2$$

Carga distribuida.

$$W := \frac{A \cdot Wu}{Lh} = 4711.741 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica.

$$VBUEP := \frac{2 \cdot Mpr}{Lh} + \frac{W \cdot Lh}{2} = 18986.544 \text{ kg}$$

Cortante gravitacional en la rótula plástica.

$$Vgravity := \frac{W \cdot Lh}{2} = 9211.453 \text{ kg}$$

Fuerza cortante al final de la viga.

$$Vu := \frac{2 \cdot Mpr}{Lh} + Vgravity = 18986.544 \text{ kg}$$

Cálculo del momento en la cara de la columna.

$$Mf := Mpr + Vu \cdot sh = 21673.486 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paso 2.- Seleccionar la configuración de la conexión 4E (American & Standard, 2016).

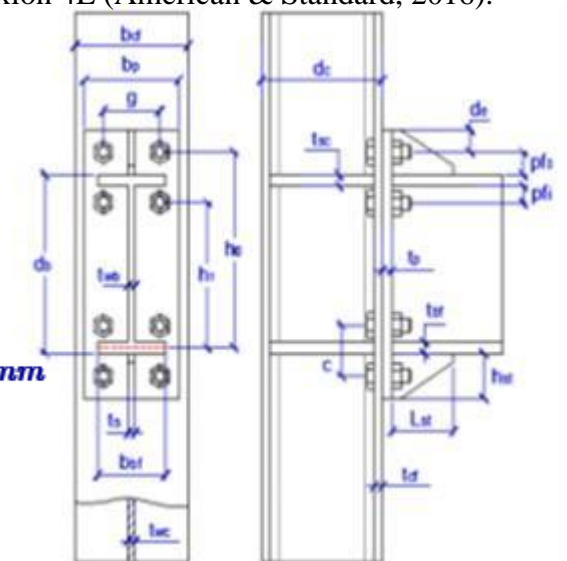
Espesor del ala de la viga. $tbf := tf = 1.02 \text{ cm}$

Distancia horizontal entre pernos. $g := 102 \text{ mm}$

Distancia vertical al borde $Lev := 30 \text{ mm}$

Distancia horizontal al borde $Leh := 30 \text{ mm}$

Ancho del ala de la viga $bbf := bf = 135 \text{ mm}$



Distancia vertical desde el interior del ala en tensión hasta la fila de pernos interior más cercano.

$$pfi := 38 \text{ mm}$$

Distancia vertical desde el interior del ala en tensión hasta la fila de pernos exterior más cercano.

$$pfo := 38 \text{ mm}$$

Ancho de la placa final.

$$bp := g + 2 \cdot Leh = 162 \text{ mm}$$

$$\text{if}(bp \geq bbf, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 3.- Determinación del diámetro de perno requerido (American & Standard, 2016).

Grupo de pernos. A325

Característica Rosca excluida del plano de corte.

Esfuerzo nominal en corte del perno. $Fnt := 6320 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$ AISC 360 J3.2

Distancias para la conexión de cuatro pernos (4E)

Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno.

$$h1 := d - 1.5 \cdot tbf - pfi = 0.217 \text{ m}$$

Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila de pernos exterior.

$$ho := db - \frac{tbf}{2} + pfo = 0.303 \text{ m}$$

Factor de reducción de resistencia para el estado limite no dúctil. $\phi n := 0.9$

Diámetro del perno requerido.

$$dreq := \sqrt{\frac{2 \cdot Mf}{\pi \cdot \phi n \cdot Fnt \cdot (ho + h1)}} = 0.851 \text{ in}$$

Paso 4.- Seleccionar el diámetro del perno, no menor al requerido (American & Standard, 2016).

$$dper := 1 \text{ in}$$

Paso 5.- Determinar el espesor requerido de la placa final (American & Standard, 2016).

$$\text{Parámetro. } s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{bp \cdot g} = 0.064 \text{ m}$$

$$s := \text{if}(pfi > s, pfi, s) = 0.064 \text{ m}$$

Parámetro del mecanismo de la línea de rendimiento de la placa final.

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (p_{fi} + s)) \right) = 1.775 \text{ m}$$

Esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material de la placa final.

$$F_{yp} := F_y = 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_d := 1$$

Espesor requerido de la placa final.

$$t_{req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 23.142 \text{ mm}$$

Paso 6.- Seleccionar un grosor de la placa final, t_p , que no sea menor al requerido (American & Standard, 2016).

$$t_p := 25 \text{ mm}$$

Paso 7.- Calculo de la fuerza en el ala de la viga factor izada (American & Standard, 2016).

$$F_{fu} := \frac{M_f}{d - t_{bf}} = 83423.734 \text{ kg}$$

Paso 8.- Verificación del rendimiento de corte de la porción de placa extendida sin refuerzo de cuatro pernos (4E) (American & Standard, 2016).

$$R_n := 0.6 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p = 61504.515 \text{ kg}$$

$$\phi_d \cdot R_n = 61504.515 \text{ kg}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 41711.867 \text{ kg}$$

$$\text{if} \left(\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_n, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"} \right) = \text{"ok"}$$

Nota: Si no cumple, aumente el grosor de la placa final o aumente la tensión de rendimiento del material de la placa final,

Paso 9.- Verificación de la ruptura de corte en la placa de extremo extendida sin refuerzo de cuatro pernos (American & Standard, 2016).

F_{up} = Tensión de tracción mínima especificada de la placa final.

$$F_{up} := F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

An = Área neta de la placa final.

$$An := tp \cdot \left(bp - 2 \cdot \left(dper + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 4.063 \text{ in}^2$$

Factor de reducción de resistencia para el estado limite no dúctil. $\phi n := 0.9$

$$Rn := 0.6 \cdot Fup \cdot An = 64168.2 \text{ kg}$$

$$\phi n \cdot Rn = 57751.38 \text{ kg}$$

$$\frac{Ffu}{2} = 41711.867 \text{ kg}$$

$$\text{if} \left(\frac{Ffu}{2} \leq \phi n \cdot Rn, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"} \right) = \text{"ok"}$$

Nota: Si no cumple, aumente el grosor de la placa final o aumente la tensión de rendimiento del material de la placa final,

Paso 11.- Resistencia a la ruptura por corte del perno de la conexión, proporcionada por los pernos ubicados en el ala a compresión (American & Standard, 2016).

Ab = Área bruta nominal del tornillo. $Ab := \frac{\pi \cdot dper^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$

Fnv = Esfuerzo nominal en corte del perno. AISC 360 J3.2

$$Fnv := Fnt = 6320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

nb = Numero de tornillos en el ala a compresión. $nb := 4$

$$Rn := nb \cdot Fnv \cdot Ab = 128095.651 \text{ kg}$$

$$\phi n \cdot Rn = 115286.086 \text{ kg}$$

$$\text{if} (\phi n \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 12.- Comprobación de la falla de los cojinetes / desgarros de la placa de extremo y el ala de la columna (American & Standard, 2016).

Fu = Resistencia a la tracción mínima especificada del material del ala de la placa final o de la columna.

$$Fu = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

de = Distancia (Primer caso) $de \leq s$

$$de := s$$

Lc = Distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del orificio y el borde del orificio o borde adyacente del material.

Para pernos interiores. $Lci := pfo + pfi - \left(dper + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 4.743 \text{ cm}$

Para pernos exteriores. $Lco := de - \left(0.5 \cdot dper + \frac{1}{8} in \right) = 4.84 \text{ cm}$

ni = Numero de pernos interiores, 2 para conexiones 4E. $ni := 2$

no = Numero de pernos exteriores, 2 para conexiones 4E. $no := 2$

Grosor de la placa final o ala de la columna. $t = 0.012 \text{ m}$

Para cada tornillo interno.

$$2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu = 29846.016 \text{ kg}$$

$$rni1 := 1.2 \cdot Lci \cdot t \cdot Fu = 27863.136 \text{ kg}$$

$$rni := \text{if}(rni1 \leq 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu, rni1, 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu) = 27863.136 \text{ kg}$$

Para cada tornillo externo.

$$rno1 := 1.2 \cdot Lco \cdot t \cdot Fu = 28434.708 \text{ kg}$$

$$rno := \text{if}(rno1 \leq 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu, rno1, 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu) = 28434.708 \text{ kg}$$

Resistencia nominal

$$Rn := ni \cdot rni + no \cdot rno = 112595.689 \text{ kg}$$

$$\phi n \cdot Rn = (1.013 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\text{if}(\phi n \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 13.- Diseño de la soldadura del ala y alma de la viga a la placa (American & Standard, 2016).

- 1.- No se debe usar orificios de acceso de soldadura.
- 2.- La junta del ala de la viga a la placa se debe realizar utilizando una soldadura de ranura CJP, sin respaldo.
- 3.- La cara interior del ala debe tener una soldadura de filete de 5/16 pulgada (8mm).

Diseño de la conexión con la columna.

Paso 1.- Comprobación del ala de la columna para el rendimiento a flexión (American & Standard, 2016).

Fyc = Esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material del ala de la columna.

$$Fyc := Fy = 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

c = Distancia centro a centro entre pernos interiores y exteriores.

$$c := pfi + pfo + tbf = 8.62 \text{ cm}$$

bcf = Ancho del ala de la columna.

$$bcf := bfc = 0.3 \text{ m}$$

Parámetro:

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{bcf \cdot g} = 0.087 \text{ m}$$

Yc = Parámetro del rendimiento del ala de la columna sin refuerzo.

$$Yc := \frac{bcf}{2} \cdot \left(h1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + ho \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + ho \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2} = 2.309 \text{ m}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi d := 1$$

tcf = Espesor del ala de la columna.

$$tcf := \sqrt{\frac{1.11 \cdot Mf}{\phi d \cdot Fyc \cdot Yc}} = 2.029 \text{ cm}$$

tfc = Espesor del ala de la columna.

$$tfc = 1.02 \text{ cm}$$

if(tfc ≥ tcf, “no placas continuidad”, “placas continuidad”) = “placas continuidad”

Paso 2.- En caso de necesitar placas de continuidad para el rendimiento en flexión del ala de la columna, determine la fuerza del refuerzo requerido (American & Standard, 2016).

Mcf = Resistencia de diseño a la flexión del ala de la columna.

$$Mcf := Fyc \cdot Yc \cdot tfc^2 = 6079.641 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi d \cdot Mcf = 6079.641 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Rn = Fuerza de diseño del ala de la columna equivalente.

$$\phi d Rn := \frac{\phi d \cdot Mcf}{d - tbf} = 23401.237 \text{ kg}$$

Paso 3.- Calculo de la resistencia a fluencia de la columna sin Rigidizador. resistencia requerida (American & Standard, 2016).

Ct = 0.5 si la distancia desde la parte superior de la columna hasta la cara superior de la viga es menor que la profundidad de la columna.

$$Ct := 0.5$$

Kc = distancia desde la cara exterior de la columna hasta la soldadura de filete (valor de diseño) o soldadura de filete pulg o mm.

$$Kc := 150 \text{ mm}$$

tcw = Espesor del alma de la columna.

$$tcw := twc = 1.15 \text{ cm}$$

tp = Espesor de la placa extrema.

$$tp = 0.025 \text{ m}$$

tbf = Espesor del ala de la viga.

$$tbf := tf = 1.02 \text{ cm}$$

$$Rn := Ct \cdot (6 \cdot Kc + tbf + 2 \cdot tp) \cdot Fyc \cdot tcw = 139743.067 \text{ kg}$$

$$\phi d \cdot Rn = 139743.067 \text{ kg}$$

Ffu = Fuerza del ala de la viga factor izada.

$$Ffu = 83423.734 \text{ kg}$$

$$\text{if}(Ffu \leq \phi d \cdot Rn, \text{"ok"}, \text{"placa de continuidad"}) = \text{"ok"}$$

Paso 4.- Verifique la resistencia de pandeo de la columna sin refuerzo en el ala a compresión de la viga (American & Standard, 2016).

dc = Peralte de la columna

$$dc = 0.32 \text{ m}$$

sh = Distancia al centro de la rótula plástica.

$$sh = 0.135 \text{ m}$$

h = Distancia libre entre las alas menos el filete.

$$h := Tc = 0.225 \text{ m}$$

tcw = Espesor del alma.

$$tcw := twc = 1.15 \text{ cm}$$

Parámetro:

$$\frac{dc}{2} = 0.16 \text{ m}$$

a). - Cuando Ffu se aplica a una distancia mayor o igual dc/2, desde el final de la columna.

$$Rna := \frac{24 \cdot tcw^3 \cdot \sqrt{E \cdot Fyc}}{h} = 118272.085 \text{ kg}$$

b). - Cuando Ffu se aplica a una distancia menor a dc/2, desde el final de la columna.

$$Rnb := \frac{12 \cdot tcw^3 \cdot \sqrt{E \cdot Fyc}}{h} = 59136.043 \text{ kg}$$

$$Rn := \text{if}\left(sh \leq \frac{dc}{2}, Rnb, Rna\right) = 59136.043 \text{ kg}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot Rn = 44352.032 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Ffu, \text{"ok"}, \text{"placas continuidad"}) \right\| = \text{"placas continuidad"}$$

Paso 5.- Verificación de la resistencia del alma de la columna sin refuerzo (American & Standard, 2016).

$$tcf = \text{Espesor del ala de la columna.} \quad tcf := tfc = 0.01 \text{ m}$$

$$bf = \text{Ancho del ala de la columna.} \quad bf := bfc = 0.3 \text{ m}$$

$$w = \text{Tamaño de la soldadura de} \quad w := 8 \text{ mm}$$

$$tp = \text{Espesor de la placa final.} \quad tp = 0.025 \text{ m}$$

$$N := bf + 2 \cdot w + 2 \cdot tp = 0.366 \text{ m}$$

a). - Cuando Ffu se aplica a una distancia mayor o igual a $dc/2$, desde el final de la columna.

$$Rna := 0.8 \cdot tcw^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{dc} \right) \cdot \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Fy \cdot tcf}{tcw}}$$

b). - Cuando Ffu se aplica a una distancia menor que $dc/2$, desde el final de la columna.

i). - Para $N/dc \leq 0.2$

$$Rnb1 := 0.4 \cdot tcw^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{dc} \right) \cdot \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Fy \cdot tcf}{tcw}}$$

ii). - Para $N/dc > 0.2$

$$Rnb2 := 0.4 \cdot tcw^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{4 \cdot N}{dc} - 0.2 \right) \cdot \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Fy \cdot tcf}{tcw}} = (2.266 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$Rn := \left\| \text{if} \left(sh \geq \frac{dc}{2}, Rna, \text{if} \left(\frac{N}{dc} \leq 0.2, Rnb1, Rnb2 \right) \right) \right\| = 226557.188 \text{ kg}$$

$$\text{Factor de reducción de resistencia.} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi \cdot Rn = 169917.891 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if} (\phi \cdot Rn \geq Ffu, \text{"ok"}, \text{"placas de continuidad"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Paso 6.- Si se requieren placas de refuerzo para cualquiera de los estados límites de la columna (American & Standard, 2016).

El valor de la resistencia de diseño mínimo será, Paso 2 (flexión del ala de la columna), Paso 3 (rendimiento del ala de la columna), Paso 4 (pandeo del alma de la columna) y Paso 5 (resistencia del alma de la columna sin refuerzo).

$$\text{Paso 2.-} \quad \phi Rn2 := 94524.895 \text{ kg}$$

$$\text{Paso 3.-} \quad \phi Rn3 := 139743.067 \text{ kg}$$

Paso 4.- $\phi Rn4 := 44352.032 \text{ kg}$

Paso 5.- $\phi Rn5 := 109609.645 \text{ kg}$

$$\phi Rn := \min(\phi Rn2, \phi Rn3, \phi Rn4, \phi Rn5) = 44352.032 \text{ kg}$$

Ffu = Fuerza del ala de la viga factor izada. $Ffu = 83423.734 \text{ kg}$

Fsu = Fuerza requerida.

$$Fsu := Ffu - \phi Rn = 39071.702 \text{ kg}$$

Paso 7.- Verificación del requerimiento de placas de continuidad (American & Standard, 2016).

Las conexiones resistentes a momento, en la zona del panel deben ser provistas de placas de continuidad que atraviesen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de la columna sea menor a una de las siguientes expresiones.

tcf = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.

bf = Ancho del ala de la viga $bf = 0.3 \text{ m}$

tfc = Espesor del ala de la viga $tfc := tf = 1.02 \text{ cm}$

Ryb = Relación de esfuerzo de fluencia. $Ryb = 1.3$

Fyb = Esfuerzo de fluencia de la viga. $Fyb = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Fyc = Esfuerzo de fluencia de la columna. $Fyc = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$tcf1 := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot bf \cdot tfc \cdot \frac{Fyb \cdot Ryb}{Fyc \cdot Ryb}} = 2.969 \text{ cm}$$

$$tcf2 := \frac{bf}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\left\| \text{if}(tf < \min(tcf1, tcf2), \text{"placa continuidad"}, \text{"no necesita"}) \right\| = \text{"placa continuidad"}$$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

$$e := \frac{tf}{2} = 0.51 \text{ cm}$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga.

$$e := tf = 1.02 \text{ cm}$$

Espesor de la zona del panel.

dz = Ancho de la zona del panel entre placas de continuidad.

$$dz := d - 2 \cdot tf = 0.25 \text{ m}$$

Wz = Alto de la zona del panel entre alas de la columna.

$$Wz := dc - 2 \cdot tfc = 0.3 \text{ m}$$

$$t := \frac{dz + Wz}{90} = 6.102 \text{ mm}$$

Comprobación de la relación viga columna.

1.- La zona del panel deberán cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

2.- Las relaciones de momento viga columna se limitará de la siguiente manera.

a). - Para los sistemas SMF, el valor de M_{epb} se tomará igual a la $(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al procedimiento anterior y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta la línea central de la columna.

Se permite calcular como $V_h \cdot (dc/2)$, donde V_h es el cortante en la rótula plástica, y dc es la profundidad de la columna.

V_h = Cortante en la rótula plástica. $V_h := VBUEP = 18986.544 \text{ kg}$

M_{uv} = Momento en el eje de la columna.

$$M_{uv} := V_h \cdot \left(sh + \frac{dc}{2} \right) = 5601.031 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

M_{pr} = Momento probable resistente. $M_{pr} = 19110.303 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Sumatoria de momentos en la viga.

$$\Sigma M_{pb} := (M_{pr} + M_{uv}) \cdot 2 = 49422.666 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Z_{xc} = Modulo seccional plástico de la columna. $Z_{xc} = 2149.239 \text{ cm}^3$

P_{uc} = Carga axil ultima.

$$P_{uc1} := Pr = 73647.5 \text{ kg} \quad P_{uc2} := 51894.8 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right) = 44566.875 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right) = 47470.71 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc} := \Sigma M_{pc1} + \Sigma M_{pc2} = 92037.585 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Relación viga columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} \geq 1$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 1.862$$

Anexo 13.- Diseño de la conexión (WUF-W).

Diseño de la conexión Ala Soldada sin Refuerzo Alma Soldada (WUF-W).
Limitaciones en vigas.

$$\text{Altura de la sección (Hs).} \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(d < 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso de la sección (Ps).

$$\gamma = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad A_g = 45.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 36.071 \text{ kg}$$

$$\text{if}(\text{Peso} \leq 224 \text{ kg}, \text{"ok"}, \text{"no"}) = \text{"ok"}$$

$$\text{Espesor en las alas (tf).} \quad tf = 1.02 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(tf \leq 235 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Relación luz libre / Peralte.

$$\text{Luz libre} \quad Le = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de la viga} \quad dc = 32 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}\left(\frac{Le}{dc} \geq 7, \text{"SMF"}, \text{"IMF"}\right) \right\| = \text{"SMF"}$$

Relaciones de esbeltez ala (b/af).

$$\lambda := \frac{bf}{2tf} = 14.706 \quad \lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.641$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"no compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/tw).

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273 \quad \lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.571$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Limitaciones en columnas.

$$\text{Altura de la sección (dc).} \quad dc = 0.32 \text{ m}$$

$$\left\| \text{if}(dc \leq 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso máximo. No hay limitación.

Espesor máximo del ala (tf) No hay limitación.

Relaciones de esbeltez ala (b/tfc).

$$\lambda := \frac{bfc}{2} = 14.706 \quad \lambda_p := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/twc).

$$\lambda := \frac{Tc}{twc} = 19.565 \quad \lambda_p := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Paso 1.- Calculo del momento probable (American & Standard, 2016).

Modulo plástico de la sección. $Z_e := Z_x = 483.997 \text{ cm}^3$

Relación de esfuerzos de fluencia esperado mínimo. $R_y = 1.3$

Factor para estimar la fuerza máxima de la conexión.

$$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.306$$

$$C_{pr} := 1.4$$

Momento probable máximo.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 22295.353 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paso 2.- Ubicación de la rótula plástica. $sh := 0 \text{ m}$

Paso 3.- Calculo de la fuerza cortante (American & Standard, 2016).

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

La carga gravitacional (W) que actuara sobre la viga está en función de la siguiente combinación $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$, el factor f_1 para la carga viva está en un rango de (0.5 a 0.7), pero no debe ser menor a 0.5.

La carga de nieve S, se ha tomado igual a cero, debido a que en nuestro país la temporada de nieve es muy rara.

Carga Muerta

Carga viva.

$$D = 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación usada.

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 906.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Longitud libre entre rotulas plásticas.

$$L_e = \text{Longitud de eje a eje.} \quad L_e = 4.5 \text{ m}$$

$$L_h := L_e - d_c - 2 \cdot s_h = 4.18 \text{ m}$$

Área colaborante.

$$B = \text{Ancho colaborante.} \quad B = 5.2 \text{ m}$$

$$A := B \cdot L_h = 21.736 \text{ m}^2$$

Carga distribuida.

$$W := \frac{A \cdot W_u}{L_h} = 4711.741 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica.

$$V_{WUF} := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + \frac{W \cdot L_h}{2} = 20515.171 \text{ kg}$$

Paso 4.- Comprobar las limitaciones para la relación viga columna (American & Standard,

1.- La zona del panel deberán cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

2.- Las relaciones de momento viga columna se limitará de la siguiente manera.

a). - Para los sistemas SMF, el valor de M_{epb} se tomará igual a la $(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al procedimiento anterior y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta la línea central de la columna. Se permite calcular como $V_h \cdot (d_c/2)$, donde V_h es el cortante en la rótula plástica, y d_c es la profundidad de la columna.

$$V_h = \text{Cortante en la rótula plástica.} \quad V_h := V_{WUF} = 20515.171 \text{ kg}$$

M_{uv} = Momento en el eje de la columna.

$$M_{uv} := V_h \cdot \left(s_h + \frac{d_c}{2} \right) = 3282.427 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

M_{pr} = Momento probable resistente.

$$M_{pr} = 22295.353 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos probables en las vigas.

$$\Sigma M_{pb} := (M_{pr} + M_{uv}) \cdot 2 = 51155.561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Z_{xc} = Modulo seccional plástico de la columna. $Z_{xc} = 2149.239 \text{ cm}^3$

P_{uc} = Carga axil ultima.

$$P_{uc1} := P_r = 73647.5 \text{ kg} \quad P_{uc2} = 51894.8 \text{ kg}$$

A_{gc} = Área bruta de la sección (columna). $A_{gc} = 161 \text{ cm}^2$

$$\Sigma M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right) = (4.457 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right) = (4.747 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc} := \Sigma M_{pc1} + \Sigma M_{pc2} = (9.204 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Relación viga columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} \geq 1$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 1.799$$

Paso 5.- Verificación de la resistencia a corte (American & Standard, 2016).

V_u = Cortante ultimo $V_u := V_{WUF} = 20515.171 \text{ kg}$

A_w = Área del alma de la viga. $A_w := T \cdot t_w = 14.494 \text{ cm}^2$

C_v = Coeficiente de corte en el alma.

h = Altura libre comprendido entre las alas de la sección. $h := T = 0.22 \text{ m}$

a). - Para alamas de miembros laminados de sección H con:

$$\frac{h}{t_w} = 33.273 \quad \text{menor igual} \quad 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.522$$

$$C_v := \text{if} \left(\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 1, \text{"revisar"} \right) = 1$$

Resistencia nominal.

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 22010.416 \text{ kg}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi := 1$$

$$\phi \cdot V_n = 22010.416 \text{ kg}$$

$$\text{if}(\phi \cdot V_n \geq V_u, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 6.- Verificar los requisitos de las placas de continuidad (American & Standard, 2016).

Las conexiones resistentes a momento, en la zona del panel deben ser provistas de placas de continuidad que atraviesen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de la columna sea menor a una de las siguientes expresiones.

t_{cf} = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.

b_f = Ancho del ala de la viga

$$b_f = 0.3 \text{ m}$$

t_{fc} = Espesor del ala de la viga

$$t_{fc} = 1.02 \text{ cm}$$

R_{yb} = Relación de esfuerzo de fluencia.

$$R_{yb} = 1.3$$

F_{yb} = Esfuerzo de fluencia de la viga.

$$F_{yb} = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia de la columna.

$$F_{yc} = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$t_{cf1} := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_f \cdot t_{fc} \cdot \frac{F_{yb} \cdot R_{yb}}{F_{yc} \cdot R_{yc}}} = 2.969 \text{ cm}$$

$$t_{cf2} := \frac{b_f}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{if}(t_f < \min(t_{cf1}, t_{cf2}), \text{"placas continuidad"}, \text{"no necesita"}) = \text{"placas continuidad"}$$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

$$e := \frac{t_f}{2} = 0.005 \text{ m}$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga.

$$e := t_f = 0.01 \text{ m}$$

Espesor del panel nodal.

d_z = Ancho de la zona del panel entre placas de continuidad.

$$d_z := d - 2 \cdot t_{fc} = 0.25 \text{ m}$$

$Wz =$ Alto de la zona del panel entre alas de la columna.

$$Wz := dc - 2 \cdot tfc = 0.3 \text{ m}$$

$$t := \frac{dz + Wz}{90} = 0.61 \text{ cm}$$