

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingeniería

**Análisis sismorresistente de un edificio de 6 pisos y diseño de una
conexión precalificada RBS y placa de anclaje**

José Rafael Herrera Villalva

Ingeniería Civil

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

Quito, 08 de diciembre de 2020

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Análisis sismorresistente de un edificio de 6 pisos y diseño de una conexión
precalificada RBS y placa de anclaje**

José Rafael Herrera Villalva

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD.

Quito, 08 de diciembre de 2020

© DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombres y apellidos: José Rafael Herrera Villalva

Código: 00132322

Cédula de identidad: 0503751067

Lugar y fecha: Quito, 08 de diciembre de 2020

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

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

UNPUBLISHED DOCUMENT

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

RESUMEN

La alta sismicidad del Ecuador se ha evidenciado en los últimos años por terremotos de altas magnitudes que han ocasionado un gran número de víctimas y cuantiosos daños materiales en estructuras civiles. Al no ser posible el predecir estos eventos, la solución es diseñar estructuras que cumplan con normativas nacionales e internacionales con el fin de asegurar su resistencia y salvaguardar la vida de sus ocupantes cuando un evento se presente.

En este trabajo se realiza el análisis estático y dinámico obligatorio estipulado en la NEC – 15 para una estructura de acero de seis pisos, además, se diseña una conexión de viga y columna utilizando la conexión precalificada RBS siguiendo el procedimiento de la norma AISC 358-16. Finalmente se diseña la placa de anclaje de la estructura que la mantendrá sujeta a la cimentación en base a las normas AISC 341-16 y AISC 360-16.

Palabras clave: Acero, NEC-15, AISC, Estructura Sismorresistente, Pórticos Especiales, RBS, Placa de Anclaje, SCWB.

ABSTRACT

Ecuador's high seismicity has been evidenced in the last years by high-magnitude earthquakes that have caused a large number of victims and significant damage to civil structures. Since it is not possible to predict these events, the solution is to design structures that comply with national and international regulations in order to ensure their resistance and protect the lives of their inhabitants when an event occurs.

In this report the required static and dynamic analysis stipulated in NEC – 15 is performed for a six-story height structure. In addition, a beam to column connection is designed using the RBS prequalified connection following the procedure of AISC 358 – 16. Lastly, the base plate of the structure that will keep it attached to the foundation is designed based on AISC 341 – 16 and AISC 360 – 16 standards as well.

Key words: Steel, NEC – 15, AISC, Seismic Resistant Structure, Special Frames, RBS, Base Plate, SCWB.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	13
DESARROLLO DEL TEMA	14
Pórticos resistentes a momento	14
Filosofía de diseño	15
Filosofía columna fuerte – viga débil, SCWB	15
Panel de zona	16
Placas dobles	18
Placas de continuidad.....	18
Chequeo de fluencia local del alma	19
Chequeo de alabeo del alma	19
Chequeo de pandeo local del patín	20
Arriostramiento lateral	20
Arriostramiento lateral de vigas.....	20
Arriostramiento lateral especial de vigas en rótulas plástica.....	21
Arriostramiento lateral de columnas.....	21
Conexiones precalificadas	22
Conexión RBS	22
Limitaciones de vigas	22
Limitaciones de columnas.....	23

Procedimiento de diseño	24
Procedimiento de diseño de la placa de anclaje.....	27
Chequeo de resistencia a compresión	31
Resistencia a cortante por fricción.....	31
Resistencia de aplastamiento de las placas de arandela.....	32
Resistencia a cortante de las varillas de anclaje.....	33
Descripción de la estructura.....	33
Cargas	35
Cargas Permanentes	35
Cargas vivas	35
Cargas sísmicas	36
Análisis sismorresistente de la estructura	38
Análisis estático	38
Análisis dinámico.....	43
Diseño de conexión RBS	45
Datos Iniciales.....	46
Resultados	47
Diseño de placa de anclaje.....	49
Datos Iniciales.....	50
Resultados	50

CONCLUSIONES	52
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	53
Anexo A: Esquemas de la conexión RBS y Placa de anclaje diseñadas	55
Anexo B: Explicación del programa de Excel	56
Anexo C: Memoria de Cálculo : Conexión RBS	60
Anexo D: Memoria de Cálculo : Placa de anclaje	65
Anexo E: Datos Geométricos de Perfiles utilizados	68

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Limitaciones de vigas para uso de conexión RBS.....	23
Tabla 2. Limitaciones de columnas para uso de conexión RBS.....	23
Tabla 3. Combinaciones de carga utilizadas.(MIDUVI & CAMICON, 2014a)	27
Tabla 4. Parámetros para el cálculo del espectro de diseño.....	37
Tabla 5. Datos y cálculo del periodo de vibración por el método 1.	38
Tabla 6. Datos y cálculo del cortante basal.....	39
Tabla 7. Control de derivas máximas inelásticas del análisis estático.....	40
Tabla 8. Control de irregularidad torsional en dirección X y Y	41
Tabla 9. Fuerzas laterales sísmicas de cada piso de la estructura.....	41
Tabla 10. Valores para el cálculo del periodo de vibración de la estructura según el método 2.	42
Tabla 11. Periodo de vibración de la estructura según el método 2.	42
Tabla 12. Datos y cálculo del cortante basal.....	42
Tabla 13. Control de derivas máximas inelásticas.....	43
Tabla 14. Control de irregularidad torsional en dirección X y Y.	43
Tabla 15. Fuerzas laterales sísmicas de cada piso de la estructura.....	43
Tabla 16. Verificación de cortantes basales.....	44
Tabla 17. Masa modal acumulada de la estructura. (Fuente de datos: ETABS)	44
Tabla 18. Control de derivas máximas inelásticas del análisis dinámico.....	45
Tabla 19. Fuerzas laterales sísmicas de diseño para cada piso y cortantes basales de diseño en X y Y.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de un pórtico resistente a momento (Taranath, 2016)	14
Figura 2. Formación de rótulas plásticas en vigas y en base de columnas: filosofía SCWB (Crisafulli, 2018).....	15
Figura 3. Fuerzas actuantes en el panel de zona.(Bruneau et al., 2011)	17
Figura 4. Detalle de los elementos del panel de zona (Crisafulli, 2018)	18
Figura 5. Esquema de la conexión RBS.....	22
Figura 6. Diagrama de cuerpo libre de viga entre conexiones RBS	25
Figura 7. Diagrama de cuerpo libre entre la cara de la columna y el centro de la RBS	25
Figura 8. Componentes de la conexión de la placa de anclaje. (Fisher & Kloiber, 2006).....	27
Figura 9. Definición de dimensiones generales de una placa de anclaje. (Fisher & Kloiber, 2006)	28
Figura 10. Esquema de áreas de aplastamiento en la cimentación. (ACI, 2019).....	29
Figura 11. Esquema de fuerza y dimensiones de una placa de anclaje con grandes momentos. (Fisher & Kloiber, 2006).....	29
Figura 12. Configuración en planta de la estructura.	34
Figura 13. Configuración de los pórticos especiales a momento A y F, dirección Y.....	34
Figura 14. Configuración de los pórticos especiales a momento 1 y 5, dirección X.....	34
Figura 15. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador. (MIDUVI & CAMICON, 2014b)....	36
Figura 16. Espectro de diseño de la NEC	37
Figura 17. Espectro de aceleraciones de diseño, para un suelo tipo D, en Quito.	38
Figura 18. Condiciones para el cálculo de k. (MIDUVI & CAMICON, 2014b)	40
Figura 19. Derivas de piso elásticas a) en dirección X, b) en dirección Y	40

Figura 20. Ubicación de la conexión a diseñar.	46
Figura 21. Material y sección de viga y columna.	46
Figura 22. Cargas de la viga sin mayorar.	46
Figura 23. Cargas de la columna sin mayorar.....	47
Figura 24. Datos iniciales de la conexión RBS.....	47
Figura 25. Datos de geometría de la edificación.....	47
Figura 26. Verificación de limitaciones de viga y columna, y chequeo SCWB.....	48
Figura 27. Datos del diseño de la conexión RBS.....	48
Figura 28. Consideraciones para la conexión alma viga - columna.	48
Figura 29. Diseño del panel de zona.....	48
Figura 30. Verificación del arriostamiento lateral.....	49
Figura 31. Ubicación de la placa de anclaje a diseñar.	49
Figura 32. Material y sección de la columna y viga del primer piso.	50
Figura 33. Cargas de servicio de la columna base.	50
Figura 34. Datos de la edificación, zapata y placa de anclaje.....	50
Figura 35. Resistencias requeridas de la placa de anclaje.	51
Figura 36. Verificación de dimensiones iniciales de la placa de anclaje.....	51
Figura 37. Espesor de la placa de anclaje y selección de varillas de anclaje.....	51
Figura 38. Chequeo de resistencias de la placa de anclaje, placas de arandelas y varillas de anclaje.	51
Figura 39. Esquema de conexión RBS diseñada, cm.....	55
Figura 40. Esquema de placa de anclaje diseñada, cm.	55

INTRODUCCIÓN

El Cinturón de Fuego del Pacífico es la zona en la que se presenta la mayor actividad sísmica del planeta debido a la subducción de las placas tectónicas alrededor del Océano Pacífico. Ecuador se encuentra dentro de esta zona y su alta sismicidad se debe a la subducción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, la misma que se produce muy cercana a las costas del país. (IGEPN, 2013)

Históricamente en el país han ocurrido varios terremotos de magnitudes altas, sin embargo, el evento de mayor magnitud registrado ocurrió en esta década. Se trata del Terremoto de Pedernales sucedido el sábado 16 de abril de 2016; con una magnitud Mw 7.8 ocasionó un gran número de víctimas mortales y una destrucción masiva de obras civiles. (IGEPN, 2020)

Al no ser posible la predicción de terremotos, la única solución es el estar preparados. En este caso, la construcción civil debe cumplir con ciertos parámetros de diseño que aseguren su resistencia cuando un evento de este tipo se produzca. He aquí la importancia de un diseño sismorresistente de edificaciones, no solo para evitar el colapso de las estructuras, sino para salvaguardar la vida de las personas dentro y fuera de estas.

En este trabajo se verifica que una estructura de acero cumpla con los requisitos sismorresistentes establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y se diseña la conexión de una viga y columna, además de una placa de anclaje que mantendrá la estructura sujeta a la cimentación.

El procedimiento de análisis y diseño, además de la base teórica que fundamenta esto, se describen a continuación.

DESARROLLO DEL TEMA

Pórticos resistentes a momento

En el diseño de una estructura sismorresistente adecuada, un factor fundamental es el proveer suficiente rigidez lateral a la edificación con el fin de que soporte las fuerzas sísmicas que se presentarán al momento de un evento. Es por esto que se utilizan los pórticos resistentes a momento, que son marcos formados por vigas y columnas con conexiones rígidas que permiten resistir las fuerzas laterales mediante el desarrollo de momentos flectores y fuerzas cortantes en sus elementos y uniones sin que el pórtico se desplace lateralmente. (Bruneau et al., 2011)

Este tipo de pórticos se encuentran entre los sistemas estructurales más dúctiles de todos y son la principal fuente de rigidez lateral de una edificación. Su uso permite la mayor libertad de diseño arquitectónico de una estructura al no tener arriostramientos que bloqueen los marcos. (Taranath, 2016) Sin embargo, por esta misma razón necesitan elementos con secciones más grandes para soportar las cargas laterales, y a su vez, presentan derivas mayores, en comparación con un pórtico arriostrado. (Bruneau et al., 2011)

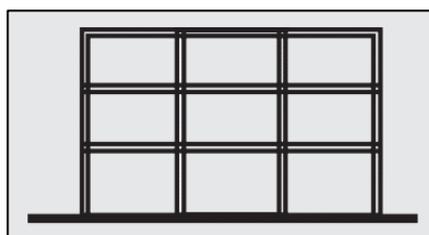


Figura 1. Esquema de un pórtico resistente a momento (Taranath, 2016)

En la normativa que regula este tipo de estructura, AISC 341-16, se establecen tres tipos de pórticos resistentes a momento: ordinarios (OMF), intermedios (IMF) y especiales (SMF); su principal diferencia es la capacidad de deformación inelástica que proveen a los elementos y sus conexiones. Para este proyecto se utilizarán Pórticos Especiales a Momento

(Special Moment Frames, SMF), los mismos que brindan una capacidad de deformación inelástica considerable mediante la fluencia de las vigas a flexión y controlando la fluencia de los paneles de zona de las columnas. (AISC, 2016a)

Filosofía de diseño

El diseño se lo realizará por capacidad, asegurando un comportamiento plástico de los elementos, además, se espera que se produzcan rótulas plásticas en las vigas, a cierta distancia de las columnas. (Bruneau et al., 2011) Esto se asegura con el uso de la conexión RBS que se describirá más adelante.

Filosofía columna fuerte – viga débil, SCWB

Esta filosofía contempla la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, en lugar de en las columnas para la disipación de la energía por deformación inelástica, como se muestra en la Figura 2. Se prefiere que las rótulas plásticas se formen en las vigas debido a que los efectos son menos drásticos que los que ocurriesen en caso de que se formen en las columnas, ya que se puede generar un mecanismo de piso débil o blando lo cual puede llevar al colapso de la edificación. (Crisafulli, 2018)

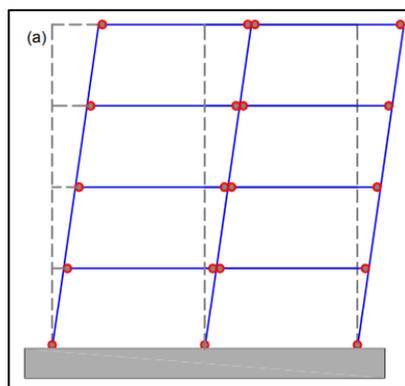


Figura 2. Formación de rótulas plásticas en vigas y en base de columnas: filosofía SCWB (Crisafulli, 2018)

Para verificar que un sistema se diseñe bajo esta filosofía, se requiere que la capacidad de momento plástico de las columnas sea mayor a la capacidad de las vigas. Para esto se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (\text{E3-1}) \text{ (AISC, 2016a)}$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (\text{E3-2}) \text{ (AISC, 2016a)}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (\text{E3-3}) \text{ (AISC, 2016a)}$$

en donde: $\sum M_{pc}$ es la suma de las proyecciones de la resistencia a flexión nominal de las columnas al centro de las vigas, $\sum M_{pb}$ es la suma de las proyecciones de la resistencia a flexión esperada de las vigas en las rótulas plásticas hacia el centro de las columnas, Z_c es el módulo de sección plástica de la columna en el eje de flexión, F_{yc} es el esfuerzo a fluencia mínimo de la columna, α_s es un factor de ajuste de fuerzas (1 para LRFD), P_r es la resistencia axial a compresión requerida, A_g es el área neta de la columna, M_{pr} es el momento máximo probable en la ubicación de la rótula plástica, y M_v es el momento adicional debido a la amplificación del cortante en la rótula plástica hacia el centro de la columna. (AISC, 2016a)

Panel de zona

El panel de zona se encuentra en las uniones de las vigas con las columnas, y es el segmento rectangular del alma de la columna delimitado en ambos extremos por los patines de la columna, y, arriba y abajo por las placas de continuidad. Debido a la importancia del desempeño de las juntas, éstas se deben diseñar para evitar cualquier tipo de falla al momento que se desarrollen los momentos plásticos en vigas y columnas. (Bruneau et al., 2011)

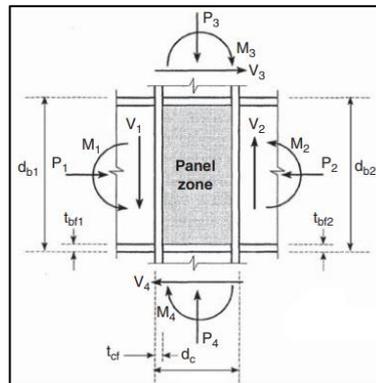


Figura 3. Fuerzas actuantes en el panel de zona.(Bruneau et al., 2011)

Para el diseño del panel de zona se requiere calcular la resistencia a cortante requerida, R_u , y compararla con la resistencia a cortante de diseño, R_n . Esta última se obtiene en base a las ecuaciones establecidas en la norma AISC 360-16 sección J10.6; se debe considerar que para el análisis se tomará en cuenta el efecto inelástico del panel, por lo tanto, las ecuaciones a utilizar serán las siguientes:

$$\text{Si: } \alpha P_r \leq 0.75 P_y$$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{J10-11}) \text{ (AISC, 2016c)}$$

$$\text{Si: } \alpha P_r > 0.75 P_y$$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 \alpha P_r}{P_y} \right) \quad (\text{J10-11}) \text{ (AISC, 2016c)}$$

en donde: F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo del alma de la columna, d_c es el peralte de la columna, t_w es el espesor del alma de la columna, b_{cf} es el ancho del patín de la columna, t_{cf} es el espesor del patín de la columna, d_b es el peralte de la viga, P_y es la resistencia axial de fluencia de la columna, y α es un factor igual a 1 para LRFD. (AISC, 2016c)

Además, se debe verificar el espesor mínimo del panel de zona para prevenir un pandeo local temprano bajo deformaciones inelásticas de cortante.

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (\text{E3-7}) \text{ (AISC, 2016c)}$$

en donde: t es el espesor del alma de columna o de la placa doble, w_z es el ancho del panel de zona entre los patines de la columna, y $d_z = (d - 2t_f)$. (AISC, 2016c)

En caso de que el panel de zona presente una resistencia insuficiente se puede agregar placas dobles, las mismas que tienen como propósito el incrementar el espesor del alma de la columna.

Placas dobles

Para el uso adecuado de las placas dobles en el panel de zona, la norma AISC 341-16, sección E3.6e. establece algunas limitaciones como son: su espesor mínimo será de 6mm, se pueden colocar junto al alma de la viga o separadas de ésta, en ambos casos se requiere una soldadura del tipo PJP.

Placas de continuidad

Las placas de continuidad son elementos de acero que se colocan entre los patines de la columna, perpendicularmente al alma de la misma, a la altura de los patines de la viga.

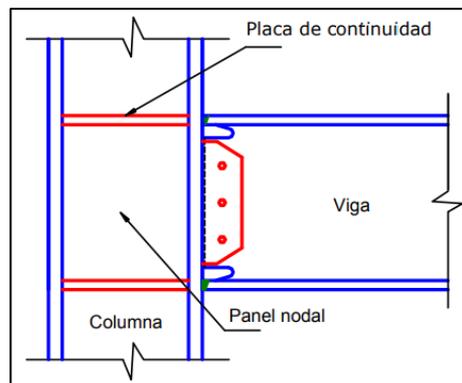


Figura 4. Detalle de los elementos del panel de zona (Crisafulli, 2018)

La norma AISC 341-16 establece que se deben usar cuando la resistencia a cortante de la cara de la columna exceda la resistencia disponible de la columna, y/o cuando el espesor del patín de la columna sea menor al límite definido por la siguiente ecuación:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (E3-8) \text{ (AISC, 2016a)}$$

La resistencia requerida en la cara de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_f = \frac{0.85 M_f}{\alpha_s d} \quad (6f.1)(AISC, 2016a)$$

Ésta se debe comparar con la resistencia máxima de las obtenidas de los estados límites aplicables al caso, establecidos en la sección J.10 de la AISC 360 – 16, mismos que se explicarán más adelante.

En caso de que se requiera su implementación, su ancho deberá ser al menos el requerido para cubrir desde el alma de la columna hasta el punto extremo del patín de la viga, además, su espesor mínimo será del 50% del espesor del patín de la viga para conexiones de un solo lado, o del 75% del mayor espesor del patín de las vigas para conexiones de ambos lados. (AISC, 2016a)

Chequeo de fluencia local del alma

El cálculo de la resistencia de diseño para el estado límite de fluencia local del alma se lo realiza tomando en cuenta la fuerza concentrada que la sección debe resistir cuando es aplicada a una distancia mayor a d . (AISC, 2016c)

$$\phi R_n: \phi F_{yw} t_w (5k + l_b) \quad (J10-2) (AISC, 2016c)$$

Donde F_{yw} es el esfuerzo mínimo a fluencia del material del alma de la columna, k es la distancia entre la cara más lejana del patín al pie del filete del alma, y l_b es la longitud no arriostrada. El factor ϕ toma un valor de 1 para LRFD.

Chequeo de alabeo del alma

La resistencia de diseño para este estado límite se calcula esta vez tomando en cuenta que la fuerza concentrada a resistir está aplicada a una distancia mayor a $d/2$.

$$\phi R_n: \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} Q_f \quad (J10-4) (AISC, 2016c)$$

Donde Q_f es igual a 1 para secciones de patín ancho, y ϕ es igual a 0.75 para LRFD.

Chequeo de pandeo local del patín

La resistencia de diseño para este estado límite está dada por la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi 6.25 F_{yf} t_f^2$$

Donde F_{yf} es el esfuerzo mínimo de fluencia del patín, y ϕ es igual a 0.90 para LRFD.

Arriostramiento lateral

Arriostramiento lateral de vigas

Según establece la AISC 341-16, el arriostramiento lateral puede ser de los dos patines de la viga o torsional de punto, ambos hacia la viga paralela gravitacional; este último se utilizará en el análisis. Para verificar si la sección elegida del arriostramiento es adecuada se calcula la resistencia a flexión requerida.

$$M_r = R_y F_y Z_x / \alpha_s \quad (D1-1) \text{ (AISC, 2016a)}$$

Donde R_y es la relación entre el esfuerzo a fluencia esperado y el mínimo esfuerzo de fluencia, y α_s es 1 para LRFD.

Seguido se calcula la distancia máxima no arriestrada de la viga, que, dado que se trata de un elemento de alta ductilidad, la ecuación a usar es la siguiente:

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad (D1-3) \text{ (AISC, 2016a)}$$

Donde r_y es el radio de giro en torno al eje y.

A continuación, se determina la resistencia requerida del arriostramiento de punto.

$$P_{br} = \frac{0.01 M_r C_t C_d}{h_o} \quad (C-A-6-8b) \text{ (AISC, 2016c)}$$

Donde h_o es la distancia entre los centroides de los patines, C_t es igual a 2, y C_d es igual a 1.

Ahora, se calcula la rigidez necesaria del arriostramiento, la misma que se comparará más adelante con la rigidez de la sección elegida de arriostramiento.

$$\beta_{br} = \frac{10P_f C_d}{\phi L_{br}} \quad (\text{C-A-6-7}) \text{ (AISC, 2016c)}$$

Donde ϕ es igual a 0.75, y L_{br} es la longitud no arriostrada adyacente al punto de arriostramiento, en este caso se tomó desde la base del patín de abajo de la viga hasta el patín superior de la viga adyacente.

Finalmente se calcula la rigidez provista por el arriostramiento; las ecuaciones utilizadas son:

$$K = \frac{A_g E}{L} \cos^2 \theta \quad ; \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{d}{L_{br}} \right) \quad (\text{SEAOC, 2020})$$

En caso de que $K < \beta_{br}$ se deberá cambiar el perfil utilizado para el arriostramiento.

Arriostramiento lateral especial de vigas en rótulas plásticas

Se debe colocar un arriostramiento lateral especial cercano a las ubicaciones donde se espera que se formen las rótulas plásticas, en este caso, deberá colocarse a una distancia no mayor a $d/2$ más allá de la RBS (AISC, 2016b). Para determinar la resistencia requerida de arriostramiento para cada patín se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_r = 0.06 R_y F_y Z / (\alpha_s h_o) \quad (\text{D1-4}) \text{ (AISC, 2016a)}$$

Además de esto se verifican las rigideces siguiendo el procedimiento que se detalló anteriormente.

Arriostramiento lateral de columnas

Se recomienda que, en base a la filosofía de columna fuerte – viga débil, la sección fuera del panel de zona permanezca elástica, por lo tanto, se asume que la columna permanece en un comportamiento elástico cuando la relación de momentos es mayor a 2. En caso de que esta condición no se cumpla, se deberá colocar arriostramientos laterales siguiendo los requisitos de la AISC 341-16 sección E3.4c.

Conexiones precalificadas

Para el correcto uso de los pórticos especiales resistentes a momento sus conexiones deben ser precalificadas, asegurando así que se desarrollen las deformaciones inelásticas necesarias. La normativa que regula el uso y diseño de éstas es la AISC 358-16, contemplando 10 diferentes tipos de conexiones, todas consideradas como totalmente restringidas. (Crisafulli, 2018)

En este proyecto se trabajará con la conexión RBS, la misma que se describirá a continuación.

Conexión RBS

La conexión con vigas de sección reducida, por sus siglas en inglés (RBS, Reduced Beams Section), son conexiones precalificadas que, mediante una reducción en los patines del perfil de la viga, logran que la fluencia se concentre en esta zona con un momento plástico menor al propio de la viga permitiendo así la formación de las rótulas plásticas en estos sectores. (Crisafulli, 2018)

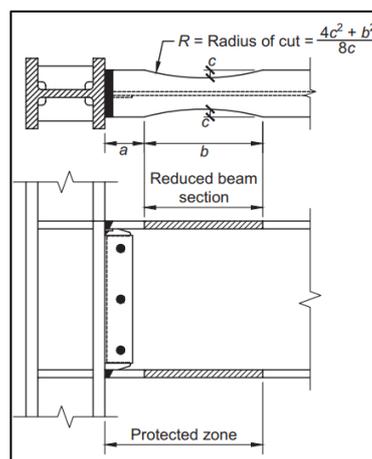


Figura 5. Esquema de la conexión RBS

Limitaciones de vigas

Las limitaciones que se deben contemplar son las siguientes:

Tabla 1. Limitaciones de vigas para uso de conexión RBS.

Limitación		Fuente
Uso de vigas formadas en caliente tipo I o armadas en frío		AISC 358 -16 5.3.1
Peralte máximo del elemento	W36 (W920)	AISC 358 -16 5.3.1
Peso máximo	302 lb/ft (447 kg/m)	AISC 358 -16 5.3.1
Espesor del patín máximo	1 ¾ in (44mm)	AISC 358 -16 5.3.1
Relación luz libre – peralte	≥ 7 para SMF	AISC 358 -16 5.3.1
Relación ancho – espesor de patín	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ <i>si</i> $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$	AISC 341 -16 D1.1
Relación ancho – espesor de alma	<i>si</i> $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	AISC 341 -16 D1.1
Arriostramiento lateral provisto siguiendo AISC 341-16		AISC 358 -16 5.3.1
La zona protegida consiste desde la cara de la columna hasta el final de la sección reducida de la viga		AISC 358 -16 5.3.1

Limitaciones de columnas

Las limitaciones que se deben tomar en cuenta son las siguientes:

Tabla 2. Limitaciones de columnas para uso de conexión RBS.

Limitación		Fuente
Uso de vigas formadas en caliente tipo I o armadas en frío		AISC 358 -16 5.3.1
La viga debe estar conectada al patín de la columna		AISC 358 -16 5.3.1
Relación ancho – espesor de patín	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ <i>si</i> $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$	AISC 341 -16 D1.1
Relación ancho – espesor de alma	<i>si</i> $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	AISC 341 -16 D1.1
Arriostramiento lateral provisto siguiendo AISC 341-16		AISC 358 -16 5.3.1

Procedimiento de diseño

Una vez que se haya revisado que los perfiles que se utilizarán en la edificación cumplen con las limitaciones, se procede al diseño de la RBS según lo especificado en la AISC 358-16.

Se deben establecer valores iniciales de las dimensiones a , b y c mostradas en la Figura 5. Éstas deben estar entre los límites definidos por las siguientes ecuaciones:

$$0.5 b_{bf} \leq a \leq 0.75 b_{bf} \quad (5.8-1) \text{ (AISC, 2016b)}$$

$$0.65 d \leq b \leq 0.85 d \quad (5.8-2) \text{ (AISC, 2016b)}$$

$$0.1 b_{bf} \leq c \leq 0.25 b_{bf} \quad (5.8-3) \text{ (AISC, 2016b)}$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (\text{AISC, 2016b})$$

Se recomienda que la primera estimación de la dimensión c sea tal que permita una reducción del patín de la viga del 40% al 50%, lo que limitará los momentos en la cara de la columna. (SEAOC, 2020)

A continuación, se calcula el módulo de sección plástica en el centro de la RBS.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (5.8-4) \text{ (AISC, 2016b)}$$

Donde Z_x es el módulo de sección plástica en el eje x para la sección completa de la viga, t_{bf} es el espesor del patín de la viga, y d es el peralte de la viga.

Con este valor se determina el momento máximo probable en el centro de la RBS.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (5.8-5) \text{ (AISC, 2016b)}$$

Donde R_y es la relación entre el esfuerzo a fluencia esperado y el mínimo esfuerzo de fluencia F_y , y C_{pr} es un factor que toma en cuenta la resistencia pico de la conexión.

Ahora se debe realizar un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre los centros de las RBS y tomando en cuenta los efectos de las cargas gravitacionales basadas en

la combinación $1.2D + f_I L + 0.2S$, en donde el valor de f_I depende del código de construcción, pero no debe ser menor a 0.5. (AISC, 2016b) En este caso, la combinación que se utilizó es $1.2D + 1.6L$.

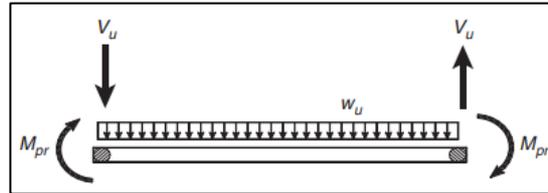


Figura 6. Diagrama de cuerpo libre de viga entre conexiones RBS

Una vez hecho esto se podrá determinar la fuerza cortante que se produce en el centro de la RBS en cada extremo de la viga, V_{RBS} . Se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$V_{pr} = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} \quad (\text{SEAOC, 2020})$$

$$V_p = V_{D+L} \left(\frac{L_h}{L} \right) \quad (\text{SEAOC, 2020})$$

$$V_{RBS} = V_{pr} + V_p \quad (\text{SEAOC, 2020})$$

Donde L_h es la longitud entre los centros de las conexiones RBS de la viga.

Asimismo, se deberá realizar un diagrama de cuerpo libre de la sección entre la cara de la columna y el centro de la RBS como se muestra en la Figura 7 y calcular el momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (5.8-6) \quad (\text{AISC, 2016b})$$

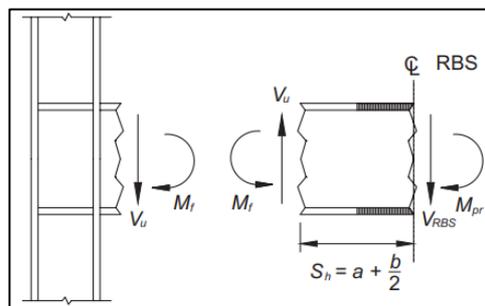


Figura 7. Diagrama de cuerpo libre entre la cara de la columna y el centro de la RBS

Además, se calcula el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado, dado por:

$$M_{pe} = R_Y F_Y Z_X \quad (5.8-7) \text{ (AISC, 2016b)}$$

Posteriormente, es necesario revisar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (5.8-8) \text{ (AISC, 2016b)}$$

En caso de que la condición no se cumpla, se deberá modificar los valores de a, b y c, este último no debe permitir la reducción de más del 50% de la sección, o cambiar la sección de la viga. Si esto ocurre es necesario repetir el procedimiento con las modificaciones realizadas. (SEAOC, 2020)

Finalmente, se determina la resistencia a cortante requerida de la viga y la conexión viga – columna, la misma que deberá ser menor a la resistencia a cortante de diseño. Con esto se verifica que la sección elegida para la estructura sea correcta y cumpla con las demandas.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (5.8-8) \text{ (AISC, 2016b)}$$

Donde $V_{gravity}$ es el cortante producto de la combinación de carga que se mostró anteriormente.

Para el cálculo de la resistencia a cortante de diseño es necesario referirse a la AISC 360 – 16, sección G2.1, que establece la siguiente ecuación:

$$\phi_v V_n = \phi_v * 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (G2-1) \text{ (AISC, 2016c)}$$

Donde $\phi_v = 1$ para LRFD, $A_w = dt_w$, y C_{v1} es un coeficiente de resistencia a cortante del alma que depende del tipo de perfil utilizado.

Este último chequeo de resistencia de cortante se lo realiza también para la columna, tomando en cuenta que, en este caso, la resistencia a cortante requerida será la mayor de las obtenidas con las combinaciones de cargas que se muestran a continuación.

Tabla 3. Combinaciones de carga utilizadas.(MIDUVI & CAMICON, 2014a)

Combinaciones
1.2D + 1.6L
1.2D + 1.0E + L
0.9D + 1.0E

Procedimiento de diseño de la placa de anclaje

Las placas de anclaje son la sección crítica que conecta la columna de la estructura con su cimentación. Éstas son utilizadas para que resistan las cargas gravitacionales de la edificación y parte de las fuerzas laterales producto de sismos y de viento. (Fisher & Kloiber, 2006)

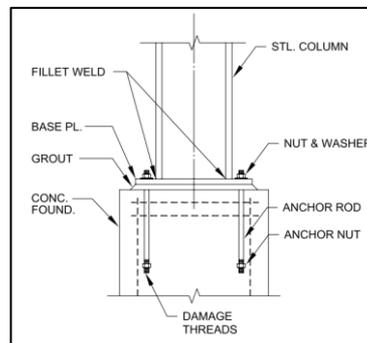


Figura 8. Componentes de la conexión de la placa de anclaje. (Fisher & Kloiber, 2006)

Para el diseño de la placa de anclaje se empieza determinando la resistencia axial, de corte y de flexión de la base de la columna.

Cuando se nombre el uso de las combinaciones de carga, se referirá a aquellas que contengan carga sísmica de aquellas mostradas en la Tabla 3.

- La resistencia axial requerida será la obtenida de las combinaciones de carga.

- La resistencia a cortante requerida será el menor valor obtenido del cortante producto de las combinaciones de carga o:

$$2R_y F_y Z_x / (\alpha_s H) \quad (\text{D2.6.6a.1}) \quad (\text{AISC, 2016a})$$

- La resistencia a flexión requerida será el menor valor del momento calculado de la última combinación de carga o:

$$1.1R_y F_y Z_x / \alpha_s \quad (\text{D2.6.6c.1}) \quad (\text{AISC, 2016a})$$

Una vez realizado esto, el siguiente paso será determinar las dimensiones iniciales de N y B, para esto se debe tener en cuenta la separación que tendrán las varillas de anclaje con el borde de la placa, las dimensiones de la columna, y una distancia adicional, que en este trabajo se tomará igual a la distancia varilla de anclaje – borde para que exista espacio suficiente para colocar las placas de arandelas. (SEAOC, 2020)

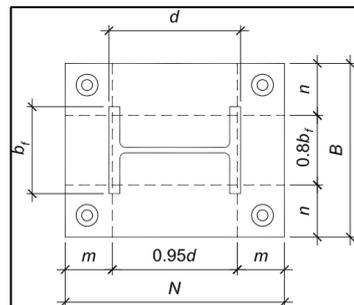


Figura 9. Definición de dimensiones generales de una placa de anclaje. (Fisher & Kloiber, 2006)

A continuación, se determina el esfuerzo de aplastamiento de diseño del hormigón de la cimentación con la siguiente ecuación:

$$f_{p(máx)} = \phi_c 0.85 f'_c \sqrt{A_1/A_2} \quad (\text{T22.8.3.2}) \quad (\text{ACI, 2019})$$

Donde ϕ_c es igual a 0.65, A_1 es el área de la placa de anclaje, y A_2 es el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide que se encuentre dentro de los bordes del hormigón, en este caso se tomó como el área de la zapata de cimentación.

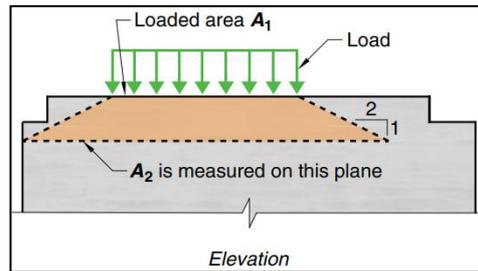


Figura 10. Esquema de áreas de aplastamiento en la cimentación. (ACI, 2019)

Seguido, se calcula la fuerza de aplastamiento resultante, dada por la ecuación:

$$q_{m\acute{a}x} = f_{p(m\acute{a}x)}B \quad (3.3.1) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

Además, se determina la excentricidad producida por las cargas, e , y la excentricidad crítica, e_{crit} ; en caso de que $e < e_{crit}$ no existirá tendencia de vuelco en la base por lo que no serán necesarias las varillas de anclaje, mientras que si $e > e_{crit}$ el equilibrio de momento no podrá ser mantenido solamente por el aplastamiento y se necesitará la instalación de varillas de anclaje. (Fisher & Kloiber, 2006)

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.3.6) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{m\acute{a}x}} \quad (3.3.7) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

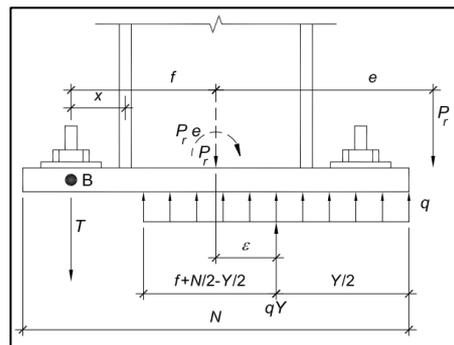


Figura 11. Esquema de fuerza y dimensiones de una placa de anclaje con grandes momentos. (Fisher & Kloiber, 2006)

Para verificar si las dimensiones propuestas de la placa son adecuadas, se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2(M_u + P_u f)}{q_{m\acute{a}x}} \quad (3.4.4) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

Donde f es la distancia desde el centro de la columna hasta el centro de la varilla de anclaje.

Además, se determinará la longitud de aplastamiento, Y , y la tensión en las varillas de anclaje debido al levantamiento de la placa, T_u . Esta tensión se puede dividir para el número de varillas por fila para así conocer la tensión que resiste cada una, T_i . Asimismo, esta última tensión se la puede comparar con la resistencia de diseño a tensión obtenida de la Tabla 3.1 del Steel Design Guide.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2(M_u + P_u f)}{q_{m\acute{a}x}}} \quad (3.4.3) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

$$T_u = q_{m\acute{a}x} Y - P_u \quad (3.4.2) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

Finalmente se determina el espesor de la placa de anclaje, $t_{p(req)}$, para aplastamiento y para tensión. El espesor final requerido será el valor mayor de los dos. Las dimensiones m , n , b_f , d , y x , se encuentran en los esquemas de las Figuras 9 y 11.

- Aplastamiento:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (3.1.2) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (3.1.2) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

Si $Y \geq \max(m, n)$

$$t_{p(req)} = 1.5m \sqrt{\frac{f_{p(m\acute{a}x)}}{F_y}} \quad (3.3.14a) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

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

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(m\acute{a}x)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (3.3.15a) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

- Tensión:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u X}{BF_y}} \quad (3.4.7a) \text{ (Fisher \& Kloiber, 2006)}$$

Chequeo de resistencia a compresión

Se comprueba que el área y espesor de la placa calculados sean mayores a los que se calcularán en esta sección. Esto es un indicador de que los valores son adecuados para resistir la compresión producto de las cargas bajo la primera combinación de la Tabla 3.

- Comprobación del área:

$$A_{req} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right) \geq A_1 \quad (\text{SEAOC, 2020})$$

- Comprobación del espesor:

Se determina la dimensión del voladizo crítico de la placa de anclaje, l , que será el valor máximo entre m , n , ó $\lambda n'$.

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \leq 1 \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1}} \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

Finalmente, se determina el espesor mínimo:

$$t_{mín} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y BN}} \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

Donde ϕ es igual a 0.90

Resistencia a cortante por fricción

Para comprobar la resistencia a cortante por fricción, la carga última axial se tomará como la suma de la carga obtenida de la primera combinación más la tensión de las varillas

de anclaje, T_u . Esto debido a que el cortante y la flexión que se producen en la conexión son producto de las mismas cargas.

A continuación, se mostrarán las ecuaciones necesarias para determinar la resistencia a cortante por fricción disponible y máxima. Las ecuaciones que se presentarán pertenecen al código ACI 349.

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

$$\phi V_{n(\text{máx})} = \phi 0.2 f'_c A_c \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

Donde ϕ es igual a 0.75, μ es el coeficiente de fricción y toma un valor de 0.4, y A_c es el área de compresión calculada como $B * Y$. Para terminar con el chequeo, se calcula el cortante ajustado:

$$V_u = V_{u\text{total}} - \phi V_n \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

Donde $V_{u\text{total}}$ es la resistencia a cortante requerida calculada a inicios de esta sección.

Resistencia de aplastamiento de las placas de arandela

En las placas de arandela, no se toma a consideración de diseño la deformación del hoyo, sin embargo, sí es necesario comprobar su resistencia al aplastamiento. Se inicia calculando la resistencia de aplastamiento de diseño:

$$\phi R_n = \phi 1.5 l_c t F_u \leq \phi 3.0 d t F_u \quad (\text{Fisher \& Kloiber, 2006})$$

Donde ϕ es igual a 0.75, l_c es la longitud libre calculada con el ancho de la placa de arandela en la dirección de la carga y el diámetro de la varilla de anclaje, F_u es el esfuerzo de tensión, y t es el espesor mínimo de las placas de arandela obtenido de la Tabla 2.3 de la Steel Design Guide. (Fisher & Kloiber, 2006).

Este valor obtenido deberá ser mayor a la resistencia a cortante ajustado dividido para el número total de varillas de anclaje; si se cumple la condición significa que las placas de arandela tienen una resistencia al aplastamiento adecuada.

Resistencia a cortante de las varillas de anclaje

El chequeo de resistencia a cortante de las varillas de anclaje es el último que se realiza para asegurar que la placa de anclaje diseñada sea adecuada para soportar cortante y aplastamiento. Para esto, se calcula la resistencia de aplastamiento de diseño y se realiza el mismo procedimiento especificado en el literal anterior.

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b \quad (J3-1) \text{ (AISC, 2016c)}$$

Donde ϕ es igual a 0.75, A_b es el área transversal de la varilla de anclaje, y F_{nv} es el esfuerzo nominal de cortante, el mismo que se determina en base a la Tabla J3.2 de la AISC 360-16.

Descripción de la estructura

La estructura para analizar sísmicamente y diseñar sus conexiones es un edificio residencial hipotético de seis pisos de altura ubicado en la ciudad de Quito. Cuenta con vigas principales, vigas secundarias y columnas de acero ASTM A992 Gr50 y con losas de 20 cm de espesor. Las secciones utilizadas son laminadas en caliente y varían dependiendo la ubicación en la estructura, siendo las de mayor sección las columnas, seguidas de las vigas principales de los pórticos especiales, vigas gravitacionales y vigas secundarias.

En cuanto a las dimensiones, todas las luces tienen una longitud de 9.14 metros y los pisos tienen una altura de 3.65 metros. A continuación, se muestra la configuración en planta y en elevación de la estructura.



Figura 12. Configuración en planta de la estructura.

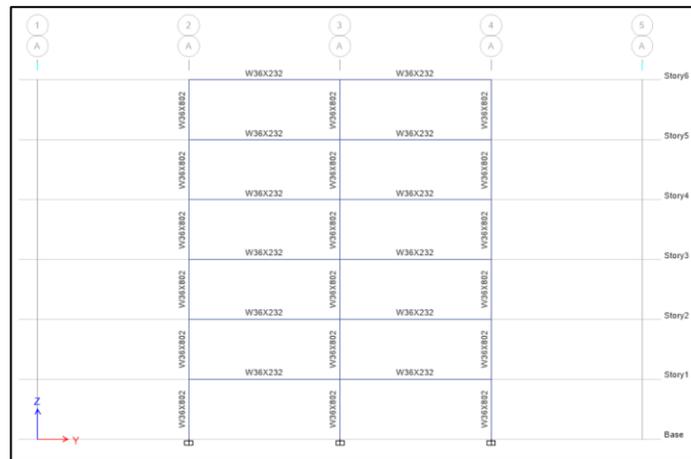


Figura 13. Configuración de los pórticos especiales a momento A y F, dirección Y.



Figura 14. Configuración de los pórticos especiales a momento 1 y 5, dirección X.

Las vigas principales de los pórticos resistentes a momento son W36X232, las vigas internas gravitacionales tienen una sección W24X76, mientras que las vigas secundarias son W21X147. Todas las columnas son W36X802.

Cargas

Las cargas permanentes, vivas y sísmicas se determinaron en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, tomando en cuenta la sección 3 de la NEC-SE-CG para cargas permanentes y vivas, y lo contemplado en la NEC-SE-DS para las cargas sísmicas.

En el modelo estructural del edificio, obtenido por medio del software *ETABS*, se colocaron las cargas permanentes y vivas distribuidas en las losas, las mismas que son del tipo *Membrana*, con el fin de que distribuyan las cargas a las vigas y no aporten rigidez lateral para el análisis sísmico. (Yépez, 2020)

Cargas Permanentes

Las cargas permanentes corresponden al peso propio de los elementos estructurales y la sobrecarga producto de los elementos integrados a la estructura, como paredes, mampostería, entre otros.

El peso propio de la edificación se calculó automáticamente de *ETABS*, además, se le añadió una sobrecarga muerta de 300 kgf/m².

Cargas vivas

Las cargas vivas dependen del tipo de ocupación de la estructura; dado que se trata de un edificio residencial, y, según el Apéndice 4.2 de la NEC-SE-CG, se estableció una carga viva de 200 kgf/m². (MIDUVI & CAMICON, 2014a)

Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas se calcularon en base al análisis espectral, en el que la NEC establece un espectro de diseño con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. Dicho espectro varía dependiendo la ubicación y geología local de la edificación. (MIDUVI & CAMICON, 2014b)

Para determinar el espectro de diseño de la norma se inicia estableciendo el factor Z , que, según MIDUVI & CAMICON (2014b) , “representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad”.

Éste se lo obtiene basándose en el mapa de zonificación sísmica mostrado a continuación:

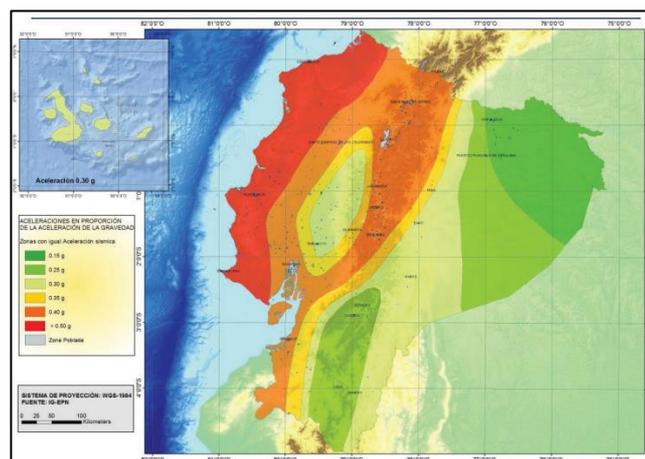


Figura 15. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador. (MIDUVI & CAMICON, 2014b)

Una vez definido este factor, se debe determinar el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura y los coeficientes del perfil de suelo. Finalmente se obtiene el espectro de diseño siguiendo la forma que se muestra en la Figura 16.

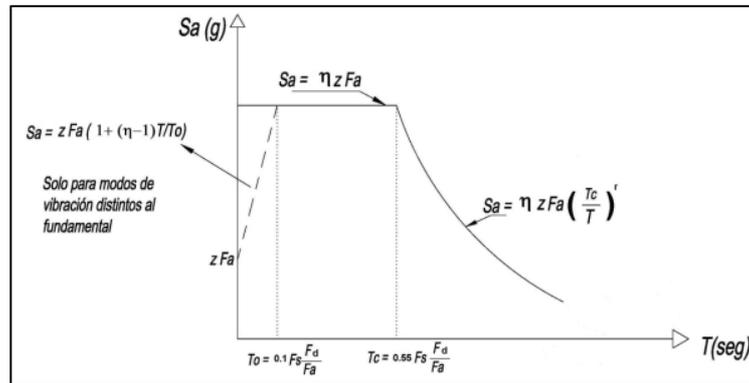


Figura 16. Espectro de diseño de la NEC

En el caso de análisis, la estructura se encuentra en Quito, por lo tanto, se asume que será construida sobre un suelo Tipo D. Los factores que se utilizarán se presentan a continuación:

Tabla 4. Parámetros para el cálculo del espectro de diseño

Parámetro	Valor
Z	0.40 (g)
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
η	2.48
Tc [s]	0.70
r	1.00

Con estos valores se procede a determinar el espectro de aceleraciones de diseño de la NEC, el mismo que se utilizará posteriormente para el análisis dinámico de la estructura.

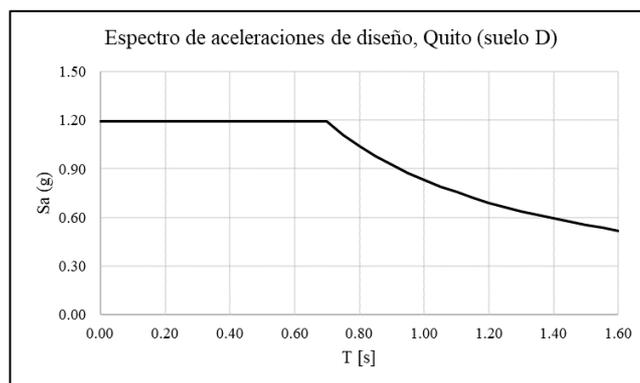


Figura 17. Espectro de aceleraciones de diseño, para un suelo tipo D, en Quito.

Análisis sismorresistente de la estructura

Para el análisis sismorresistente de la estructura se seguirá el método 1, diseño basado en fuerzas, presentado en la NEC – SE – DS, capítulo 6, el mismo que establece que el análisis estático y pseudo – dinámico son obligatorios para todo tipo de estructuras. (MIDUVI & CAMICON, 2014b) El procedimiento que se realizará a continuación corresponde a la normativa en cuestión.

Análisis estático

Se inicia calculando el periodo de vibración de la estructura con la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (6.3.3.a)$$

Donde h_n es la altura máxima del edificio medida desde la base, y C_t y α son coeficientes que depende del tipo de estructura; al tratarse de una estructura de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.8$

Tabla 5. Datos y cálculo del periodo de vibración por el método 1.

Periodo de vibración T, método 1	
C_t	0.072
α	0.80
h_n	21.90
T [s]	0.85

Calculado el periodo de la estructura, se determina su aceleración espectral correspondiente en base al espectro de diseño mostrado en la Figura 17. Seguido se definen los factores necesarios para el cálculo del cortante basal. El factor de reducción de resistencia sísmica, R , para pórticos especiales sismorresistentes de acero es igual a 8, y, al ser una estructura no esencial toma un factor de importancia I , igual a 1. La estructura no cuenta con irregularidades en elevación ni en planta, por lo que $\phi_E = 1$, además, se asume que no existe irregularidad torsional, resultando en un factor $\phi_p = 1$.

Según el artículo 6.1.7, la carga sísmica reactiva, W , será igual a la carga muerta de la estructura, por lo tanto, este valor se lo tomará de *ETABS*. Con todos estos valores se procederá al cálculo del cortante basal de la estructura, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W$$

Tabla 6. Datos y cálculo del cortante basal.

Parámetro	Símbología	Valor
F. reducción de resist. Sísmica	R	8.00
F. de importancia	I	1.00
Configuración en elevación	ϕ_E	1.00
Configuración en planta	ϕ_P	1.00
Peso propio edificio [ton]	-	5099.07
Sobrecarga muerta [ton]	-	2305.69
Carga sísmica reactiva [ton]	W	7404.76
Coefficiente sísmico	C	0.1221
Cortante Basal [ton]	V	904.41

A continuación, se calcula el coeficiente k , según las condiciones de la Figura 18; se obtiene $k = 1.1753$.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Figura 18. Condiciones para el cálculo de k. (MIDUVI & CAMICON, 2014b)

Los valores del coeficiente k y del coeficiente sísmico se ingresan en *ETABS*.

Posteriormente, se revisa que se cumpla con el límite de deriva inelástica que establece la norma en el artículo 4.2.2, la misma que es del 0.02 para estructuras metálicas. Para esto, se obtienen de *ETABS* las derivas máximas elásticas en cada dirección, Δ_E , y se aplica la siguiente ecuación para el cálculo de la deriva máxima inelástica.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (6.3.9)$$

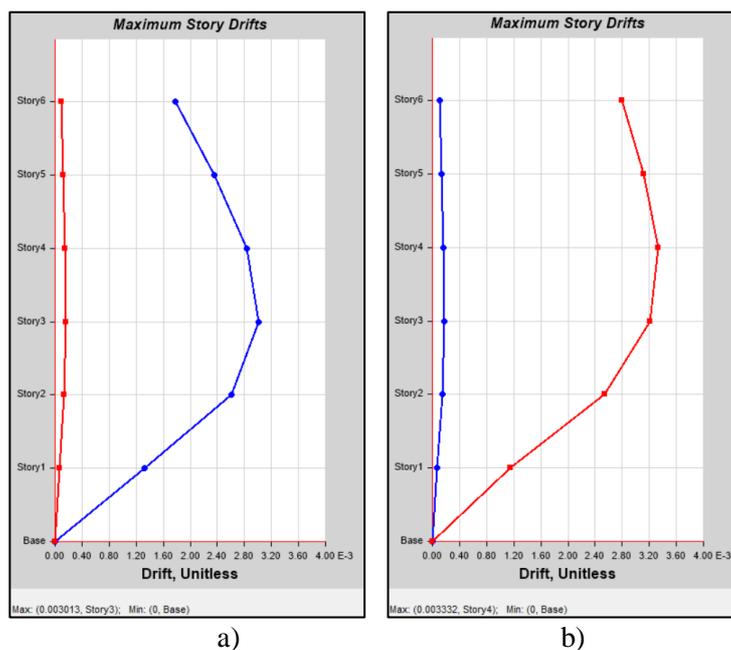


Figura 19. Derivas de piso elásticas a) en dirección X, b) en dirección Y

Tabla 7. Control de derivas máximas inelásticas del análisis estático.

Control de derivas	
Δ_E, X	0.00301
Δ_E, Y	0.00333
Δ_M, X	0.01808
Δ_M, Y	0.01998

Asimismo, se debe verificar que no exista irregularidad torsional. En caso de que existiese, el factor ϕ_p deberá ser 0.9. El criterio que establece la norma es el siguiente:

$$\Delta > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \quad (5.2.3)$$

Tabla 8. Control de irregularidad torsional en dirección X y Y

Control de irregularidad torsional		
Dirección	X	Y
Deformación piso 6 CM, Δ	4.63	3.847
Deformación piso 6 ext 1, Δ_1	4.73	3.646
Deformación piso 6 ext 2, Δ_2	4.53	4.047
$1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$	5.55	4.62

Al no existir irregularidad torsional, el factor ϕ_p se asumió correctamente como igual a 1.

Seguido, se deben calcular las fuerzas laterales sísmicas para cada piso usando la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (6.3.5)$$

Donde n es el número de pisos de la estructura, y w es el peso asignado al piso i o x calculado como W/n .

Tabla 9. Fuerzas laterales sísmicas de cada piso de la estructura.

Piso	hi [m]	wi [ton]	wi*hi^k	Fx [ton]
6	21.90	1234.13	46423.15	276.78
5	18.25	1234.13	37469.32	223.40
4	14.60	1234.13	28825.78	171.86
3	10.95	1234.13	20556.31	122.56
2	7.30	1234.13	12764.14	76.10
1	3.65	1234.13	5652.00	33.70
TOTAL		7404.76	151690.69	904.41

Una vez obtenidas estas fuerzas, se debe calcular nuevamente el periodo de la estructura, sin embargo, ahora se seguirá el método 2. De igual manera se realizará el control de derivas y de irregularidad torsional.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (6.3.3.b)$$

Donde f_i es la fuerza lateral del piso i , y δ_i es la deflexión elástica del piso i .

Tabla 10. Valores para el cálculo del periodo de vibración de la estructura según el método 2.

Piso	hi [m]	wi [ton]	wi*hi^k	Fx [ton]	Defmáx X [cm]	Defmáx Y [cm]	wi*di^2_X [ton*m^2]	wi*di^2_Y [ton*m^2]	fi*di_X [ton*m]	fi*di_Y [ton*m]
6	21.90	1234.13	46423.15	276.78	5.08129	5.88901	3.18645	4.28001	14.06417	16.29982
5	18.25	1234.13	37469.32	223.40	4.43040	4.86927	2.42240	2.92609	9.89747	10.87792
4	14.60	1234.13	28825.78	171.86	3.57274	3.72976	1.57530	1.71680	6.14028	6.41014
3	10.95	1234.13	20556.31	122.56	2.53636	2.51374	0.79393	0.77983	3.10858	3.08085
2	7.30	1234.13	12764.14	76.10	1.43657	1.34375	0.25469	0.22284	1.09326	1.02262
1	3.65	1234.13	5652.00	33.70	0.48223	0.41805	0.02870	0.02157	0.16250	0.14088
TOTAL	7404.76	151690.69	904.41				8.261461	9.947146	34.466256	37.832220

Tabla 11. Periodo de vibración de la estructura según el método 2.

Periodo de vibración T, método 2		
Tx	[s]	0.98
Ty	[s]	1.03

Se toma el valor máximo de estos periodos, $T = 1.03$ s, y se verifica que no sea mayor en un 30% al periodo obtenido por el método 1. Ya que se cumple con esto, no se deberá realizar corrección alguna a este valor, por lo tanto, se calculan con este periodo nuevamente el cortante basal, coeficiente k, fuerzas laterales sísmicas en cada piso, y finalmente se realiza el control de derivas y de irregularidad torsional.

Tabla 12. Datos y cálculo del cortante basal

Parámetro	Símbología	Valor
Aceleración espectral	Sa(g)	0.81
Coeficiente sísmico	C	0.1009
Coef. Relacionado con T	k	1.265
Cortante Basal [ton]	V	746.82

Tabla 13. Control de derivas máximas inelásticas.

Control de derivas	
$\Delta E, X$	0.00252
$\Delta E, Y$	0.00280
$\Delta M, X$	0.01512
$\Delta M, Y$	0.01679

Tabla 14. Control de irregularidad torsional en dirección X y Y.

Control de irregularidad torsional		
Dirección	X	Y
Deformación piso 6 CM, Δ	3.84	3.203
Deformación piso 6 ext 1, Δ_1	3.92	3.036
Deformación piso 6 ext 2, Δ_2	3.76	3.369
$1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$	4.61	3.84

Una vez que se ha verificado que la estructura cumple con el control de derivas y de irregularidad torsional, se determinan las fuerzas laterales sísmicas de diseño y se puede dar como concluido el análisis estático de la estructura.

Tabla 15. Fuerzas laterales sísmicas de cada piso de la estructura.

Piso	hi [m]	wi [ton]	wi*hi^k	Fx [ton]
6	21.90	1234.13	61238.11	236.21
5	18.25	1234.13	48624.76	187.56
4	14.60	1234.13	36666.24	141.43
3	10.95	1234.13	25481.14	98.29
2	7.30	1234.13	15256.80	58.85
1	3.65	1234.13	6348.34	24.49
TOTAL		7404.76	193615.39	746.82

Análisis dinámico

El análisis dinámico de la estructura se realizará siguiendo el método de análisis espectral, en el que se usará el espectro de la Figura 17. Éste se lo ingresará en *ETABS*.

En primer lugar, se deberá verificar que el cortante basal obtenido por el método dinámico no sea menor al 80% del cortante basal obtenido del análisis estático, mostrado en la Tabla 12. Se debe tener en cuenta que, en *ETABS*, se multiplicaron los factores de los casos de carga de este análisis por un coeficiente de 1.18 para que se cumpla con esta verificación.

Tabla 16. Verificación de cortantes basales.

	Cortante Basal [ton]	80%
Estático	746.82	597.46
Dinámico en X	645.92	-
Dinámico en Y	598.17	-

Seguido, la norma establece que en el análisis se deben tener en cuenta todos los modos de vibración que involucren al menos el 90% del total de la masa del edificio como masa modal acumulada en las direcciones horizontales principales. Además, se verifica el comportamiento de la estructura en el análisis modal haciendo uso de la animación de *ETABS* para cada modo de vibración. En éstos se puede observar que los modos 1 y 2 son traslacionales y el tercero es rotacional.

Tabla 17. Masa modal acumulada de la estructura. (Fuente de datos: *ETABS*)

Masa Modal Acumulada			
Modo	Tipo	X	Y
1	Traslacional Y	0	0.7231
	Traslacional X	0.7666	0.7231
	Rotacional	0.7666	0.7231
2	Traslacional Y	0.8956	0.7231
	Traslacional X	0.8956	0.8843
	Rotacional	0.8956	0.8843
3	Traslacional Y	0.9505	0.8843
	Traslacional X	0.9505	0.9485
	Rotacional	0.9784	0.9485
4	Traslacional Y	0.9784	0.9485
	Traslacional X	0.9784	0.9797
	Rotacional	0.9936	0.9797

Como se evidencia en la Tabla 17, se logra una participación de la masa modal mayor al 90% en el modo de vibración 3, por lo tanto, para el análisis modal de la estructura se requieren como mínimo 3 modos de vibración.

Ahora se deberá realizar el control de derivas de la misma manera que en el análisis estático, y, finalmente se determinarán las fuerzas laterales sísmicas de diseño para cada piso.

Tabla 18. Control de derivas máximas inelásticas del análisis dinámico.

Control de derivas	
$\Delta E, X$	0.00211
$\Delta E, Y$	0.00213
$\Delta M, X$	0.01265
$\Delta M, Y$	0.01277

Tabla 19. Fuerzas laterales sísmicas de diseño para cada piso y cortantes basales de diseño en X y Y

Piso	Cortante X [ton]	Cortante Y [ton]	Fx [ton]	Fy [ton]
6	208.80	211.54	208.80	211.54
5	354.40	339.28	145.60	127.74
4	465.60	432.48	111.20	93.20
3	552.38	508.44	86.78	75.96
2	614.83	567.05	62.46	58.61
1	645.92	598.17	31.09	31.12
Cortante basal de diseño			645.92	598.17

Diseño de conexión RBS

Para el diseño de la conexión RBS se utilizó el programa de *EXCEL* realizado como parte de este proyecto, mismo que contempla los fundamentos y procedimientos explicados a lo largo de este documento. En el Anexo B se encuentra la explicación para el uso del programa.

Las cargas utilizadas se obtienen del análisis de la estructura en *ETABS*. La conexión RBS a diseñar corresponde a la mostrada en la Figura 20.



Figura 20. Ubicación de la conexión a diseñarse.

A continuación, se mostrarán las imágenes obtenidas del programa de *EXCEL*.

Datos Iniciales

Materiales - Viga			Materiales - Columna		
Perfil	W36X232		Perfil	W36X800	
Tipo de Acero	ASTM A992/A992M		Tipo de Acero	ASTM A992/A992M	
Fy	[kgf/cm ²]	3515	Fy	[kgf/cm ²]	3515
Fu	[kgf/cm ²]	4570	Fu	[kgf/cm ²]	4570
Ry	-	1.10	Ry	-	1.10
Rt	-	1.10	Rt	-	1.10

Figura 21. Material y sección de viga y columna.

Cargas Viga (Sin mayorar)			
Cortante (V)	Muerta	[tonf]	5.77
	Viva	[tonf]	1.13
	Sísmica	[tonf]	22.38
Momento x-x	Muerta	[tonf ² *m]	7.43
	Viva	[tonf ² *m]	1.47
	Sísmica	[tonf ² *m]	90.18

Figura 22. Cargas de la viga sin mayorar.

Cargas Columna (Sin mayorar)			
Axial (P)	Muerta	[tonf]	244.90
	Viva	[tonf]	48.24
	Sísmica	[tonf]	1.53
Cortante (V)	Muerta	[tonf]	0.13
	Viva	[tonf]	0.03
	Sísmica	[tonf]	83.46
Momento x-x	Muerta	[tonf ² *m]	0.26
	Viva	[tonf ² *m]	0.06
	Sísmica	[tonf ² *m]	342.98

Figura 23. Cargas de la columna sin mayorar.

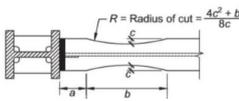
Datos Sección Reducida			
			
a: 15.37 ≤	21.00	≥ 23.05	[cm]
b: 61.25 ≤	62.00	≥ 80.1	[cm]
c: 3.07 ≤	5.00	≥ 7.68	[cm]

Figura 24. Datos iniciales de la conexión RBS

Geometría		
Vigas conectadas	[u]	2.00
Longitud viga 1	[m]	9.14
Longitud viga 2	[m]	9.14
Dist. Paralela a viga grav.	[m]	9.14
Columnas conectadas	[u]	2.00
Altura entrepiso inferior	[m]	3.65
Altura entrepiso superior	[m]	3.65

Figura 25. Datos de geometría de la edificación.

Resultados

Se muestran los resultados para el diseño de la conexión. La memoria de cálculo se encuentra en el Anexo C, y el esquema de la conexión diseñada en el Anexo A.

1. Verificación de limitaciones			
Viga		Columna	
Perfil seleccionado	W36X232	Perfil seleccionado	W36X800
¿Cumple con las limitaciones?	SÍ	¿Cumple con las limitaciones?	SÍ
Chequeo SC-WB		$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} =$	4.13 > 1.0

Figura 26. Verificación de limitaciones de viga y columna, y chequeo SCWB.

2. Diseño de la conexión								
Dimensiones RBS								
a	[cm]	21.00						
b	[cm]	62.00						
c	[cm]	5.99						
R	[cm]	83.16						
Datos conexión								
Z_{rbs}	[cm ³]	11023.72	M_{pr}	[tonf*m]	490.20	V_{rbs}	[tonf]	146.40
M_f	[tonf*m]	566.33	M_{pe}	[tonf*m]	593.06	$M_f \leq \phi_d M_{pe}$		OK
V_u	[tonf]	148.43	$\phi_v * V_n$	[tonf]	439.17	$V_u \leq \phi_v V_n$		OK
La viga W36X232 es adecuada								

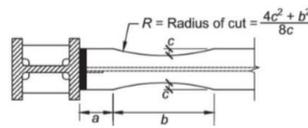


Figura 27. Datos del diseño de la conexión RBS.

Conexión Alma Viga - Columna	
Según AISC 358-16 y AISC 360-16, para un SMF se necesita una soldadura del tipo CJP. El espesor de la placa debe ser de al menos 10 mm. Debido al tipo de soldadura, la capacidad a cortante de esta es igual o mayor a la capacidad a cortante de la viga, por lo que no se necesitan más chequeos.	

Figura 28. Consideraciones para la conexión alma viga - columna.

Panel de Zona			
¿Requiere placas dobles?	NO	¿Requiere placas de continuidad?	NO
Pese a que no se necesiten, se recomienda colocarlas		Pese a que no se necesiten, se recomienda colocarlas	
Agregar Placas Dobles			
Tipo de soldadura	PJP	Tipo de soldadura	CJP
Colocación	Separadas del alma	Ancho mínimo	[cm] 19.84
Separación	[mm] 2.00	Espesor mínimo	[cm] 23.05
Espesor	[mm] 6.00		

Figura 29. Diseño del panel de zona

Arriostramiento Lateral			
Arriostramiento de Vigas		Arriostramiento de Columnas	
Seleccionar Perfil	W10X112		
βbr [tonf/m]	951.72	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 4.13 > 2.0$	No se necesita
k [tonf/m]	4572.01		
$k > \beta br$	OK		
El perfil del arriostramiento es adecuado			
Arriostramiento Lateral Especial de Vigas en Rótulas Plásticas			
Resistencia Requerida de cada Patín		[tonf]	3935.16

Figura 30. Verificación del arriostramiento lateral.

Diseño de placa de anclaje

De igual manera, para el diseño de la placa de anclaje se usó el programa de *EXCEL*, con las cargas obtenidas de *ETABS*. La ubicación de la placa de anclaje diseñada se muestra en la Figura 31.



Figura 31. Ubicación de la placa de anclaje a diseñar.

A continuación, se muestran las imágenes obtenidas del programa. Se debe tomar en cuenta que el diseño se realizó asumiendo que se utilizarán 8 varillas de anclaje totales.

Datos Iniciales

Material - Viga Primer Piso			Material - Columna		
Perfil	W36X232		Perfil	W36X800	
Tipo de Acero	ASTM A36/A36M		Tipo de Acero	ASTM A992/A992M	
Fy	[kgf/cm ²]	2530	Fy	[kgf/cm ²]	3515
Fu	[kgf/cm ²]	4070	Fu	[kgf/cm ²]	4570
Ry	-	1.50	Ry	-	1.10
Rt	-	1.20	Rt	-	1.10

Figura 32. Material y sección de la columna y viga del primer piso.

Cargas de servicio en Columna Base			
Axial (P)	Muerta	[tonf]	244.90
	Viva	[tonf]	48.24
	Sísmica	[tonf]	1.53
Cortante (V)	Muerta	[tonf]	0.13
	Viva	[tonf]	0.03
	Sísmica	[tonf]	83.46
Momento x-x	Muerta	[tonf*m]	0.26
	Viva	[tonf*m]	0.06
	Sísmica	[tonf*m]	342.98

Figura 33. Cargas de servicio de la columna base.

Geometría			
Altura Primer Piso	[m]	3.65	
Dimensiones de la zapata			
f'c	[kgf/cm ²]	280	
H	[m]	1.80	
L	[m]	1.80	
Dimensiones de la Placa de Anclaje			
Distancia borde - pernos	[cm]	10.16	
N	[cm]	160.00	≥ 148.84
B	[cm]	90.00	≥ 86.36

Figura 34. Datos de la edificación, zapata y placa de anclaje.

Resultados

Se muestran los resultados para el diseño de la conexión. La memoria de cálculo se encuentra en el Anexo D y el esquema de la placa diseñada en el Anexo A.

A. Resistencia Axial Requerida	Pu	[tonf]	343.64
B. Resistencia a Cortante Requerida	Vu	[tonf]	83.65
C. Resistencia a Flexión Requerida	Mu	[tonf*m]	343.22

Figura 35. Resistencias requeridas de la placa de anclaje.

D. Dimensiones Iniciales de la Placa de Anclaje	N	[cm]	160.00
	B	[cm]	90.00
Las dimensiones de la base son adecuadas			

Figura 36. Verificación de dimensiones iniciales de la placa de anclaje

E. Espesor de la Placa de Anclaje y Selección de Varillas de Anclaje			
Espesor de la Placa de anclaje req.		[cm]	10.45
	Elegir Varillas		
Diámetro de varilla seleccionada		[cm]	5.08
Acero de la varilla			G36
Tensión en cada varilla		[tonf]	18.34
Resistencia a Tensión de varilla seleccionada		[tonf]	45.98
La varilla seleccionada es adecuada			
Ancho de la Placa de Arandela		[cm]	12.70
Espesor de la Placa de Arandela		[cm]	1.91
Distancia de las varillas al borde		[cm]	10.16

Figura 37. Espesor de la placa de anclaje y selección de varillas de anclaje.

F. Resistencia a Cortante de la Placa de Anclaje	ϕR_n	[tonf]	75.48
F.1 Resistencia de Aplastamiento de las Placas de Arandelas	ϕR_n	[tonf]	23.38
La resistencia de las Placas de Arandelas es adecuada para aplastamiento			
F.2 Resistencia a Cortante de las Varillas de Anclaje	ϕR_n	[tonf]	60.81
La resistencia a cortante de las Varillas de Anclaje es adecuada			

Figura 38. Chequeo de resistencias de la placa de anclaje, placas de arandelas y varillas de anclaje.

CONCLUSIONES

La estructura de acero propuesta presenta un comportamiento adecuado en el análisis sismorresistente realizado bajo la metodología estática y dinámica establecida en la NEC-15, ya que cumple con las limitaciones de derivas inelásticas e irregularidad torsional bajo cargas sísmicas.

El uso de pórticos especiales resistentes a momento resultó adecuado para la edificación, ya que, su elección se basó principalmente en la libertad arquitectónica que permiten este tipo de pórticos, sin embargo, el uso de secciones de gran peralte fue requerido. En caso de que la estructura hubiera sido irregular y de mayor altura, es muy probable que requiera el uso de arriostramientos.

La conexión RBS diseñada y la placa de anclaje cumplen con los parámetros establecidos en la normativa correspondiente, además, en el proceso de diseño se verificó la importancia de un diseño bajo la filosofía columna fuerte – viga débil.

La ubicación y el tipo de estructura influyen significativamente en el diseño estructural, debido a que los factores que se establecen en base a estos determinarán la demanda sísmica para la que se diseñará la edificación.

Finalmente, se verificó la importancia de un buen diseño estructural para asegurar un desempeño adecuado de la estructura bajo eventos sísmicos, ya que, si la estructura no se sometía al análisis correspondiente, probablemente los perfiles utilizados en los pórticos especiales hubieran sido más pequeños, resultando en un riesgo para sus ocupantes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. EEUU: American Concrete Institute.
- AISC. (2016a). *AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. EEUU: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016b). *AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. EEUU: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016c). *AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings*. EEUU: American Institute of Steel Construction.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures, 2nd Edition*. McGraw Hill Professional.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero* (5.^a ed.). Asociación Latinoamericana del Acero.
- Fisher, J., & Kloiber, L. (2006). *Base Plate and Anchor Rod Design* (2.^a ed.). EEUU: American Institute of Steel Construction.
- IGEPN. (2013, noviembre 25). *PROYECTO INTERINSTITUCIONAL PARA MONITOREO DE TERREMOTOS Y TSUNAMIS*. Obtenido el 28 de noviembre de 2020 de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/content/49-historico?start=70>
- IGEPN. (2020, abril 16). *Cuatro años después del Terremoto de Pedernales: Un testimonio sobre el peligro sísmico en el Ecuador - Instituto Geofísico - EPN*. Obtenido el 28 de noviembre de 2020 de <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1810->

cuatro-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-un-testimonio-sobre-el-peligro-sismico-en-el-ecuador

MIDUVI, & CAMICON. (2014a). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas)*. Quito : MIDUVI. Obtenido el 01 de diciembre de 2020 de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CG.pdf>

MIDUVI, & CAMICON. (2014b). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico (Diseño Sismo Resistente)*. Quito : MIDUVI. Obtenido el 01 de diciembre de 2020 de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>

SEAOC. (2020). *2018 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual (Vol. 4)*. Structural Engineers Association of California.

Taranath, B. S. (2016). *Tall Building Design: Steel, Concrete, and Composite Systems*. CRC Press.

Yépez, F. (2020). *Clase de Ingeniería Sismo-resistente*. USFQ

ANEXO A: ESQUEMAS DE LA CONEXIÓN RBS Y PLACA DE ANCLAJE DISEÑADAS

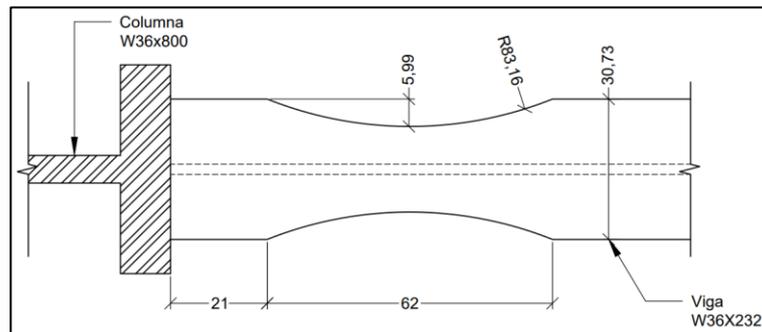


Figura 39. Esquema de conexión RBS diseñada, cm.

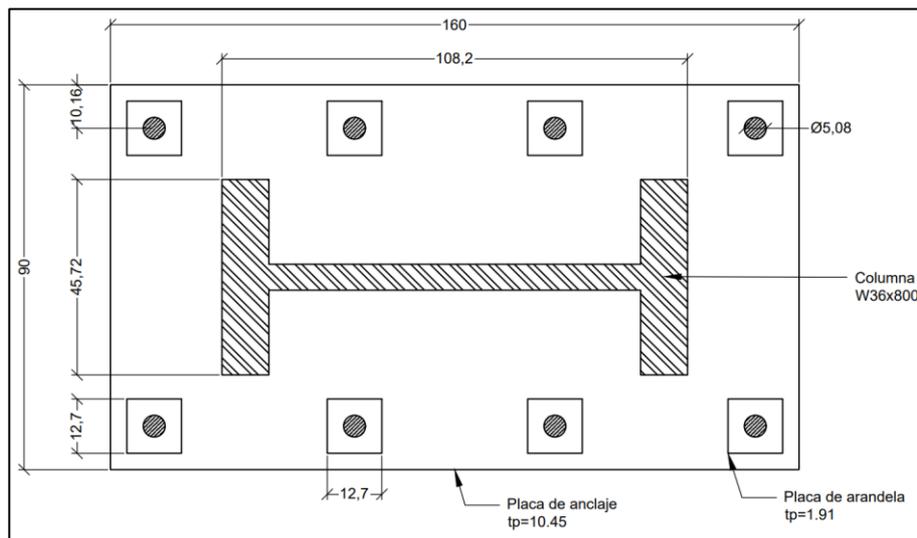


Figura 40. Esquema de placa de anclaje diseñada, cm.

ANEXO B: EXPLICACIÓN DEL PROGRAMA DE EXCEL

Al iniciar el programa se puede ver la sección de datos iniciales a la izquierda, los resultados de diseño a la derecha, y en la parte inferior se elegirá el elemento a diseñar y si se desea revisar la memoria de cálculo y la base datos. Los botones que desplegarán formularios son de color azul oscuro.

The screenshot displays the software interface for RBS connection design, divided into two main panels: 'DATOS INICIALES' (Initial Data) and 'RESULTADOS CONEXIÓN RBS' (RBS Connection Results).

DATOS INICIALES (Initial Data):

- Materiales - Viga (Beam Materials):** Perfil W36X232, Tipo de Acero ASTM A992/A992M. Propiedades: F_y [kgf/cm²] = 3515, F_u [kgf/cm²] = 4570, R_y = 1.10, R_t = 1.10.
- Materiales - Columna (Column Materials):** Perfil W36X800, Tipo de Acero ASTM A992/A992M. Propiedades: F_y [kgf/cm²] = 3515, F_u [kgf/cm²] = 4570, R_y = 1.10, R_t = 1.10.
- Cargas Viga (Sin mayorar) (Beam Loads):** Cortante (V) [tonf]: Muerta 5.77, Viva 1.13, Sísmica 22.38; Momento [tonf*m]: Muerta 7.43, Viva 1.47, Sísmica 90.18.
- Cargas Columna (Sin mayorar) (Column Loads):** Axial (P) [tonf]: Muerta 244.90, Viva 48.24, Sísmica 1.53; Cortante (V) [tonf]: Muerta 0.13, Viva 0.03, Sísmica 83.46; Momento [tonf*m]: Muerta 0.26, Viva 0.06, Sísmica 342.98.
- Datos Sección Reducida (Reduced Section Data):** Diagrama de la sección reducida con dimensiones a, b, c, R. Tabla de límites: a: 15.37 ≤ 21.00 ≥ 23.05 [cm]; b: 61.25 ≤ 62.00 ≥ 80.1 [cm]; c: 3.07 ≤ 5.00 ≥ 7.68 [cm].
- Geometría (Geometry):** Vigas conectadas [u] = 2.00; Longitud viga 1 [m] = 9.14; Longitud viga 2 [m] = 9.14; Dist. Paralela a viga grav. [m] = 9.14; Columnas conectadas [u] = 2.00; Altura entrepiso inferior [m] = 3.65; Altura entrepiso superior [m] = 3.65.

RESULTADOS CONEXIÓN RBS (RBS Connection Results):

- 1. Verificación de limitaciones (Limitation Verification):** Perfil seleccionado: W36X232 (Viga) y W36X800 (Columna). ¿Cumple con las limitaciones? SI. Chequeo SC-WB: $\frac{\sum M_c}{\sum W_{pl,c}} = 4.13 > 1.0$.
- 2. Diseño de la conexión (Connection Design):** Dimensiones RBS: a [cm] = 21.00, b [cm] = 62.00, c [cm] = 5.99, R [cm] = 83.16. Diagrama de la conexión con $R = \text{Radius of cut} = \frac{a^2 + b^2}{4c}$.
- Datos conexión (Connection Data):**

Z _{res} [cm ³]	11023.72	M _{pr} [tonf*m]	490.20	V _{rb} [tonf]	146.40
M _f [tonf*m]	366.33	M _{pe} [tonf*m]	593.06	$M_f \leq \phi_p M_{pe}$ OK	
V _u [tonf]	148.43	$\phi_v V_n$ [tonf]	439.17	$V_u \leq \phi_v V_n$ OK	
- Conexión Alma Viga - Columna (I-beam Web Connection):** Según AISC 358-16 y AISC 360-16, para un SMF se necesita una soldadura del tipo CJP. El espesor de la placa debe ser de al menos 10 mm. Debido al tipo de soldadura, la capacidad a cortante de esta es igual o mayor a la capacidad a cortante de la viga, por lo que no se necesitan más chequeos.
- Panel de Zona (Zone Panel):** Botones para 'Revisar placa de doblez?' (NO) and 'Revisar placa de continuidad?' (NO).

A continuación, para ingresar datos se deberá dar click en el botón “Ingresar” y se desplegará un formulario, éste depende del elemento a diseñar.

- Formulario de ingreso de datos para conexión RBS

INGRESO DE DATOS (CONEXIÓN RBS)

MATERIALES

Viga

Seleccionar el perfil Propiedades

Tipo de Acero

Fy [Mpa] Ry [Mpa]

Fu [Mpa] Rt [Mpa]

Columna

Seleccionar el perfil Propiedades

Tipo de Acero

Fy [Mpa] Ry [Mpa]

Fu [Mpa] Rt [Mpa]

DATOS DE SECCIÓN REDUCIDA

a: <= => [cm]

b: <= => [cm]

c: <= => [cm]

GEOMETRÍA

Vigas conectadas

Longitud de viga (entre ejes de columnas) [m] viga 1

Columna conectadas viga 2

Distancia paralela a v-gravitacional [m]

Altura entrepiso inferior [m]

Altura entrepiso superior [m]

CARGAS COLUMNA

Axiales

Carga muerta [kN]

Carga viva [kN]

Carga sísmica [kN]

Cortantes

Carga muerta [kN]

Carga viva [kN]

Carga sísmica [kN]

Momentos

Carga muerta [kN*m]

Carga viva [kN*m]

Carga sísmica [kN*m]

CARGAS VIGA

Cortantes

Carga muerta [kN]

Carga viva [kN]

Carga sísmica [kN]

Momentos

Carga muerta [kN*m]

Carga viva [kN*m]

Carga sísmica [kN*m]

Ingresar

Salir

- Formulario de ingreso de datos para Placa de Anclaje

Ingresar Datos de Placa Base

MATERIALES

Viga

Seleccionar el perfil

Tipo de Acero

Fy [Mpa] Ry [Mpa]

Fu [Mpa] Rt [Mpa]

Columna

Seleccionar el perfil

Tipo de Acero

Fy [Mpa] Ry [Mpa]

Fu [Mpa] Rt [Mpa]

CARGAS

Axiales

Carga muerta [kN]

Carga viva [kN]

Carga sísmica [kN]

Cortantes

Carga muerta [kN]

Carga viva [kN]

Carga sísmica [kN]

Momentos

Carga muerta [kN*m]

Carga viva [kN*m]

Carga sísmica [kN*m]

GEOMETRÍA

Altura primer piso [m]

Dimensiones Cimentación

Ancho H [m]

Largo L [m]

f'c [MPa]

Dimensiones Placa Base

Ancho N [cm]

Largo B [cm]

Distancia borde - pernos [cm]

Ingresar

Salir

Una vez ingresados los datos, automáticamente se calculan los resultados. Se deberá revisar en dicha sección el texto de color rojo, ya que en el mismo se indica si el diseño está correcto o los cambios que se deben realizar. Además, dependiendo el elemento, se tienen botones en esta sección para el ingreso de datos adicionales, como:

- Formulario para ingresar información de placas dobles (RBS).

Agregar Placas Dobles

Placas Dobles

Espesor de las placas [mm] ≥ 6.00

Colocación

Unidas al alma

Separadas del alma

Separación [mm]

Añadir

- Formulario para elección de varillas de anclaje.

Elegir Varillas

Seleccionar Varilla de Anclaje

Varilla de Anclaje

Diámetro [cm]

Área [cm²]

Grado de Acero

Phi Rn [kN]

Plates Washer

Ancho [cm]

*ancho mínimo [cm]

Espesor [cm]

*espesor mínimo [cm]

Ingresar

- En el caso de la conexión RBS, se puede elegir la sección de arriostramiento lateral deseado.

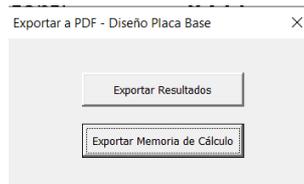
Arriostramiento de Vigas

Seleccionar

Perfil	W10X12
β_{br}	W10X12
k	W10X15
$K >$	W10X17
El perfil del	W10X19
	W10X22
	W10X26
	W10X30

- El botón “Exportar a Pdf” le permitirá elegir si desea exportar los resultados mostrados en pantalla, o la memoria de cálculo completa.

Exportar a Pdf



Finalmente, si se ingresa a la hoja “Memoria de Cálculo” se podrá observar a la izquierda la memoria del diseño de la conexión RBS y a la derecha del diseño de la placa de anclaje.

----- Memoria de cálculo -----				----- Memoria de cálculo -----			
Diseño Conexión RBS				Diseño Placa - Base			
1. Verificación de limitaciones				1. Diseño de la Placa Base y Varillas de Anclaje			
A. Viga				Columna en la Base			
Perfil seleccionado	W36X232	W36	≤ W36	Perfil seleccionado	W36X300		
Peso del perfil	[lb/ft]	232	≤ 302	Fy	[kgf/cm ²]	3515.00	Ry
Espesor del patín	[mm]	39.88	≤ 44	Fu	[kgf/cm ²]	4570.00	Rt
Relación luz - peralte		8.55	≥ 7				
Relación ancho - espesor	Patín	3.85	≤ 7.28				
	Alma	36.93	≤ 58.45				
B. Columna				Viga Primer Piso			
Perfil seleccionado	W36X300	W36	≤ W36	Perfil seleccionado	W36X232		
Relación ancho - espesor	Patín	2.10	≤ 7.28				
	Alma	13.18	≤ 54.19				
C. Chequeo SCWB				A. Resistencia Axial Requerida			
M*pb1	[tonf*m]	645.53		Pu	[tonf]	343.64	
M*pb2	[tonf*m]	631.30					
Σ M*pb	[tonf*m]	1276.84		B. Resistencia a Cortante Requerida			
M*pc	[tonf*m]	1956.65		Vu a)	[tonf]	83.65	
Σ M*pc	[tonf*m]	5275.24		Vu b)	[tonf]	1263.75	
				Vu	[tonf]	83.65	
				C. Resistencia a Flexión Requerida			
				Mu a)	[tonf*m]	2543.93	
				Mu b)	[tonf*m]	343.22	
				Mu	[tonf*m]	343.22	
				D. Dimensiones Iniciales de la Placa-Base			
				N	[cm]	160.00	≥ 148.84
				B	[cm]	90.00	≥ 86.36
				E. Espesor de la Placa-Base y Selección de Varillas de Anclaje			
				ec		0.65	

ANEXO C: MEMORIA DE CÁLCULO : CONEXIÓN RBS

Diseño Conexión RBS

1. Verificación de limitaciones

A. Viga

Perfil seleccionado		W36X232	
		W36	≤ W36
Peso del perfil	[lb/ft]	232	≤ 302
Espesor del patín	[mm]	39.88	≤ 44
Relación luz - peralte		8.55	≥ 7
Relacion ancho - espesor	Patín	3.85	≤ 7.28
	Alma	36.93	≤ 58.45

B. Columna

Perfil seleccionado		W36X800	
		W36	≤ W36
Relacion ancho - espesor	Patín	2.10	≤ 7.28
	Alma	13.18	≤ 54.19

C. Chequeo SCWB

M*pb1	[tonff*m]	645.53
M*pb2	[tonff*m]	631.30
Σ M*pb	[tonff*m]	1276.84
M*pc	[tonff*m]	1956.65
Σ M*pc	[tonff*m]	5275.24

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 4.13 > 1.0$$

2. Combinaciones de Carga

VIGA				COLUMNA			
D + L	V	[tonff]	8.73	D + L	P	[tonff]	371.06
	M	[tonff*m]	11.27		V	[tonff]	0.20
					M	[tonff*m]	0.41
D + L + E	V	[tonff]	30.44	D + L + E	P	[tonff]	343.64
	M	[tonf*m]	100.56		V	[tonf]	83.65
					M	[tonf*m]	343.36
D + E	V	[tonf]	27.57	D + E	P	[tonf]	221.94
	M	[tonf*m]	96.86		V	[tonf]	83.58
					M	[tonf*m]	343.22

Vu	[tonf]	30.44
Mu	[tonf*m]	100.56

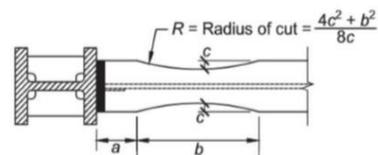
Pr	[tonf]	371.06
Vu	[tonf]	83.65
Mu	[tonf*m]	343.36

3. Diseño de la conexión

A. Dimensiones RBS

Lím. Inf	[cm]	Lím. Sup
[cm]	[cm]	[cm]
a		
15.37	21.00	23.05
b		
61.25	62.00	80.10
c		
3.07	5.99	7.68

R	[cm]	83.16
----------	------	--------------



B. Módulo de Sección Plástica al centro de RBS

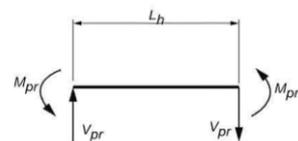
Zrbs	[cm ³]	11023.72
-------------	--------------------	-----------------

C. Momento Máximo Probable al centro de RBS

Cpr	[-]	1.15
Mpr	[tonf*m]	490.20

D. Fuerza Corante al centro de RBS

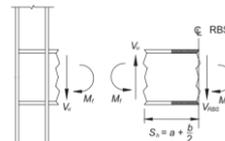
Sh	[cm]	52.00
Lb	[m]	8.06
Lh	[m]	7.02
Vpr	[tonf]	139.70
Vp	[tonf]	6.71



Vrbs	[tonf]	146.40
V'rbs	[tonf]	132.99

E. Momento Máximo Probable en la cara de la columna

Mf	[tonf*m]	566.33
M'f	[tonf*m]	-414.07



F. Momento Plástico de la Viga

Mpe	[tonf*m]	593.06
------------	----------	---------------

G. Chequeo de la resistencia de flexión de la viga en la cara de la columna

ϕd	[-]	1.00
$M_f \leq \phi_d M_{pe}$		OK

H. Resistencia a Cortante Requerida

		VIGA	COLUMNA
V_u	[tonf]	148.43	83.65

Chequeo

Seccion G AISC 360-16

k_v	[-]	5.34	5.34
C_v	[-]	1.00	1.00
A_w	[cm ²]	208.24	654.11
V_n	[tonf]	439.17	1379.53
ϕ_v	[-]	1.00	1.00
$\phi_v * V_n$	[tonf]	439.17	1379.53

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \text{OK} \quad \text{OK}$$

La viga W36X232 es adecuada

La columna W36X800 es adecuada

I. Diseño de la Conexión Alma de Viga - Columna

I.1 Panel de Zona

ΣM_f	[tonf*m]	980.39
V_c	[tonf]	268.60
R_{u1}	[tonf]	1086.36
V_u	[tonf]	817.75
ϕ_v	[-]	1.00
P_y	[tonf]	5351.86
R_n	[kN]	1744.01
ϕR_n	[tonf]	1744.01

$$V_u \leq \phi R_n \quad \text{OK}$$

Espesor

t	[mm]	60.45
d_z	[cm]	86.26
w_z	[cm]	6.00
t_{min}	[cm]	1.03

$$t \geq (d_z + w_z)/90$$

No se necesitan Placas Dobles

I.2 Placas dobles

Espesor	[mm]	6.00	≥ 6.00
----------------	------	------	--------

¿Requiere placas dobles?	NO
---------------------------------	----

Pese a que no se necesiten, se recomienda colocarlas

Opciones de placas dobles

Unidas al alma	
Separadas del alma	x
Separación	[mm] 2.00
Tipo de soldadura	PJP

I.3 Placas de continuidad

Pf	[tonf]	533.41
-----------	--------	---------------

Chequeo Fluencia local del alma

ϕR_n	[tonf]	1498.81
------------	--------	---------

Chequeo Alabeo del alma

ϕR_n	[tonf]	2581.02
------------	--------	---------

Chequeo Pandeo local del patín

ϕR_n	[tonf]	2347.63
------------	--------	---------

ϕR_n	[tonf]	1498.81
------------	--------	----------------

$$P_f \leq \phi R_n \quad \text{sí}$$

tcf	[cm]	10.90
------------	------	-------

tlim	[cm]	5.12
-------------	------	------

$t_{f\text{Columna}} \geq t_{\text{lím}}$	SÍ
-------------------------------------------	-----------

No se necesitan placas de continuidad

Si se necesita, los REQUISITOS

Ancho mín.	[cm]	19.84
-------------------	------	-------

Espesor mín.	[cm]	23.05
---------------------	------	-------

Tipo de soldadura	CJP
--------------------------	-----

Ag	[cm ²]	3.66
-----------	--------------------	------

3. Arriostramiento lateral

A. Arriostramiento Lateral de Vigas

Lb	[cm]	327.02
-----------	------	--------

Mr	[tonf*m]	593.06
-----------	----------	--------

Pbr	[tonf]	13.12
------------	--------	-------

Lbr	[m]	9.19
------------	-----	------

β_{br}	[tonf/m]	951.72	
A_g	[cm ²]	212.26	
θ	[°]	5.86	
K	[tonf/m]	4572.01	
$K > \beta_{br}$	-	OK	El perfil del arriostamiento es adecuado

B. Arriostamiento Lateral Especial de Vigas en Rótulas Plásticas

P_r	[tonf]	39.35	Resistencia Req de cada patín
-------	--------	-------	-------------------------------

C. Arriostamiento Lateral de Columnas

$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} =$	4.13	> 2.0	No se necesita
-----------------------------------------	------	-------	----------------

ANEXO D: MEMORIA DE CÁLCULO : PLACA DE ANCLAJE

Diseño Placa - Base

1. Diseño de la Placa Base y Varillas de Anclaje

Columna en la Base

Perfil seleccionado		W36X800	
Fy	[kgf/cm ²]	3515.00	Ry 1.10
Fu	[kgf/cm ²]	4570.00	Rt 1.10

Viga Primer Piso

Perfil seleccionado		W36X232	
---------------------	--	---------	--

A. Resistencia Axial Requerida

Pu	[tonf]	343.64
-----------	--------	---------------

B. Resistencia a Cortante Requerida

Vu a)	[tonf]	83.65
Vu b)	[tonf]	1263.75
Vu	[tonf]	83.65

C. Resistencia a Flexión Requerida

Mu a)	[tonf*m]	2543.93
Mu b)	[tonf*m]	343.22
Mu	[tonf*m]	343.22

D. Dimensiones Iniciales de la Placa-Base

N	[cm]	160.00	≥ 148.84
B	[cm]	90.00	≥ 86.36

E. Espesor de la Placa-Base y Selección de Varillas de Anclaje

φC	-	0.65
A1	[cm ²]	14400.00
A2	[cm ²]	32400.00
fp máx	[kgf/cm ²]	232.05
q máx	[ton/m]	2088.45
e	[m]	1.00
e crít	[m]	0.72
f	[cm]	69.84
(f+n/2)²	[cm ²]	22452.03
2(Mu+Puf)/qmax	[cm ²]	5585.19

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

Las dimensiones de la base son adecuadas

Y (+)	[cm]	279.71
Y (-)	[cm]	19.97
Y	[cm]	19.97
Tu	[tonf]	73.37
Ti	[tonf]	18.34

m	[cm]	28.60
n	[cm]	26.71
max (m,n)	[cm]	28.60
tp (req) ap.	[cm]	10.45
x	[cm]	21.19
tp (req) ten.	[cm]	0.47

tp (req) 1	[cm]	10.45
-------------------	-------------	--------------

Datos Varillas Seleccionadas

Diámetro	[cm]	5.08
Área	[cm ²]	20.27
Acero		G36
φRn	[tonf]	45.98

Datos Plate Washer

Dim.mín	[cm]	12.70
Esp.mín	[cm]	1.91

Ancho a usar	[cm]	10.00
Esp. a usar	[cm]	1.91

E.1 Chequeo de la Resistencia a Compresión

Pu	[tonf]	371.06
Areq	[cm ²]	1199.29

A1 > Areq OK

X	-	0.00
λ	-	0.00
λn*	[cm]	0.01
máx (m,n,λn*)	[cm]	28.60
tp (req)	[cm]	0.37

tp(req) < tp(req)1 OK

tp req	[cm]	10.45
---------------	-------------	--------------

F. Resistencia a Cortante de la Placa de Anclaje

Pu	[tonf]	417.01
μ		0.40
Ac	[cm ²]	1797.09
φVn	[tonf]	125.10
φVn,máx	[tonf]	75.48

φVn	[tonf]	75.48
Vu	[tonf]	8.17

F.1 Resistencia de Aplastamiento de los Placas de Arandela

lc	[cm]	2.38	
ϕR_n	[tonf]	23.38	≤ 196.4
Vu/n	[tonf]	1.02	
		$\frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$	OK

La resistencia de las Placas de Arandelas es adecuada para aplastamiento

F.2 Resistencia a Cortante de las Varillas de Anclaje

Fu	[kgf/cm ²]	4000.00
Fnv	[kgf/cm ²]	1800.00
ϕR_n	[tonf]	60.81
		$\frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$
		OK

La resistencia a cortante de las Varillas de Anclaje es adecuada

ANEXO E: DATOS GEOMÉTRICOS DE PERFILES UTILIZADOS

Datos de Perfiles

VIGA

PERFIL A UTILIZAR W36X232

Datos Perfil Seleccionado		
A	[cm ²]	439.35
d	[cm]	94.23
tw	[cm]	2.21
bf	[cm]	30.73
tf	[cm]	3.99
λf	-	3.86
λw	-	37.30
Ix	[cm ⁴]	624347.14
Sx	[cm ³]	13257.13
rx	[cm]	37.59
Zx	[cm ³]	15338.29
Iy	[cm ⁴]	19479.63
Sy	[cm ³]	1265.08
ry	[cm]	6.65
Zy	[cm ³]	1999.22
rts	[cm]	8.15
ho	[cm]	90.42
J	[cm ⁴]	1648.28
Cw	[cm ⁶]	39743308.25
h	[cm]	81.60
λhd p	-	7.28
λhd a	-	58.45

Modulo de elasticidad	[kg/cm ²]	2.00E+06
-----------------------	-----------------------	----------

COLUMNA

PERFIL A UTILIZAR W36X800

Datos Perfil Seleccionado		
A	[cm ²]	1522.58
d	[cm]	108.20
tw	[cm]	6.05
bf	[cm]	45.72
tf	[cm]	10.90
λf	-	2.10
λw	-	13.50
Ix	[cm ⁴]	2693017.32
Sx	[cm ³]	49816.67
rx	[cm]	42.16
Zx	[cm ³]	59812.78
Iy	[cm ⁴]	174817.20
Sy	[cm ³]	7652.76
ry	[cm]	10.72
Zy	[cm ³]	12175.59
rts	[cm]	13.06
ho	[cm]	97.28
J	[cm ⁴]	44120.53
Cw	[cm ⁶]	413545234.47
h	[cm]	79.69
k	[cm]	13.31
λhd p	-	7.28
λhd a	-	54.19
k1	[cm]	6.03

ARRIOSTRAMIENTO LAT.

PERFIL A UTILIZAR W10X112

Datos Perfil Seleccionado		
A	[cm ²]	212.26