

# UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



## FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

### MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

#### TEMA:

---

**ESTUDIO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS Y SU INCIDENCIA EN  
EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES IRREGULARES.**

---

Trabajo de titulación previo a la obtención del grado académico de Magister en  
Ingeniería Civil con mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación  
Aplicada y/o de Desarrollo.

**Autor:** Ing. Nelson Hernan Sánchez Guevara

**Director:** Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

Ambato – Ecuador

2022

## **APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Diego Sebastián Cherez Gavilanes, Mg., e Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ESTUDIO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS Y SU INCIDENCIA EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES IRREGULARES”, elaborado y presentado por el señor, Ing. Nelson Hernan Sánchez Guevara, para optar por el Grado Académico de Magister en Ing. Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.  
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

-----  
Ing. Diego Sebastián Cherez Gavilanes, Mg.  
Miembro del Tribunal de Defensa

-----  
Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg.  
Miembro del Tribunal de Defensa

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: ESTUDIO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS Y SU INCIDENCIA EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES IRREGULARES, le corresponde exclusivamente a: Ing, Nelson Hernan Sánchez Guevara, Autor bajo la Dirección de Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI, Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Nelson Hernan Sánchez Guevara

**AUTOR**

-----  
Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

**DIRECTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

-----  
Ing. Nelson Hernan Sánchez Guevara  
c.c. 1600643934

## ÍNDICE GENERAL

	Pág.
<b>Contenido</b>	
<b>PORTADA .....</b>	<b>i</b>
<b>APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....</b>	<b>ii</b>
<b>AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....</b>	<b>iii</b>
<b>DERECHOS DE AUTOR .....</b>	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE GENERAL .....</b>	<b>v</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>xv</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>xix</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>xxii</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>xxiii</b>
<b>RESUMEN EJECUTIVO.....</b>	<b>xxiv</b>
<b>EXECUTIVE SUMMARY .....</b>	<b>xxvi</b>
<b>CAPÍTULO I .....</b>	<b>1</b>
<b>EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación .....	1
1.3. Objetivos.....	2

1.3.1.	General.....	2
1.3.2.	Específicos .....	2
<b>CAPITULO II.....</b>		<b>4</b>
<b>ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS .....</b>		<b>4</b>
2.1.	Conexiones de Acero Estructural.....	5
2.2.	Conexión de sección de viga reducida (Reduced Beam Section RBS).....	7
2.3.	Conexión de Placa de Ala Empernada (Bolted Flange Plate BFP).....	12
2.4.	Rigidez en las Conexiones de Acero.....	14
2.5.	Efectos de irregularidad en planta.....	15
2.6.	Consideraciones para estructuras irregulares según la NEC15 .....	17
2.7.	Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS 2015 .....	18
2.8.	Irregularidad Torsional Tipo 1.....	19
2.9.	Retrocesos excesivos en las esquinas Irregularidad Tipo 2.....	20
2.10.	Discontinuidades en el sistema de piso Irregularidad Tipo 3.....	21
2.11.	Ejes Estructurales no Paralelos Irregularidad Tipo 4.....	21
<b>CAPITULO III .....</b>		<b>23</b>
<b>MARCO METODOLÓGICO .....</b>		<b>23</b>
3.1.	Ubicación.....	23
3.2.	Equipos y Materiales .....	23

3.3.	Tipo de investigación .....	24
3.4.	Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender.....	24
3.6.	Recolección de Información .....	25
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico: .....	26
3.8.	Variables respuesta o resultados alcanzados .....	27
<b>CAPITULO IV.....</b>		<b>28</b>
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>		<b>28</b>
4.1.	Memoria Técnica Estructural Edificio Irregular en Planta y Elevación / Baja Altura / 4 Pisos .....	28
4.1.1.	Edificio irregular en planta y en elevación propuesto en esta investigación .....	28
4.1.2.	Planta propuesta para edificación de baja altura .....	28
4.1.3.	Elevación propuesta para edificación de baja altura .....	28
4.1.4.	Cuantificación de Cargas .....	31
4.1.5.	Materiales a utilizar .....	31
4.1.6.	Elementos estructurales de la edificación.....	32
4.1.7.	Evaluación de irregularidades en el edificio de 4 pisos irregular en planta y elevación propuesto en esta investigación .....	32
4.1.8.	Irregularidad en planta.....	32
4.1.9.	Irregularidad de tipo 1 Torsional (Figura 20) .....	33

4.1.10.	Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas (Figura 21).....	33
4.1.11.	Irregularidad del tipo 3 (Figura 22).....	35
4.1.12.	Irregularidad de tipo 4 (Figura 23).....	35
4.1.13.	Cálculo del Coeficiente de irregularidad en planta .....	36
4.1.14.	Irregularidad en elevación .....	36
4.1.15.	Irregularidad de tipo 1 Piso flexible .....	36
4.1.16.	Irregularidad de tipo 2 Distribución de masas .....	37
4.1.17.	Irregularidad de tipo 3 Irregularidad geométrica .....	38
4.1.18.	Coeficiente de irregularidad en elevación .....	39
4.1.19.	Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de baja altura.....	39
4.1.20.	Cálculo de fuerzas sísmicas .....	39
4.1.21.	Periodo de vibración aproximado .....	39
4.1.22.	Modos de vibración .....	39
4.1.23.	Participación modal de la masa.....	40
4.1.24.	Cortantes basales dinámicos y estáticos .....	40
4.1.25.	Derivas de piso.....	41
4.1.26.	Diseño de Conexiones precalificadas para la edificación de baja altura....	42
4.1.27.	Limitaciones de vigas y columnas para las Conexiones RBS y BFP.....	42
4.1.28.	Comparación de resultados .....	44

4.2. Memoria Técnica Estructural Edificio Irregular en Planta / 8 Pisos / Mediana Altura.	49
4.2.1. Edificio irregular en planta propuesto en esta investigación para edificación de mediana altura.....	49
4.2.2. Planta propuesta para edificación de mediana altura .....	49
4.2.3. Elevación propuesta para edificación de mediana altura.....	49
4.2.4. Cuantificación de cargas.....	50
4.2.5. Materiales a utilizar .....	51
4.2.6. Elementos estructurales de la edificación.....	51
4.2.7. Evaluación de irregularidades en el edificio de 8 pisos irregular en planta propuesto en esta investigación.....	52
4.2.8. Irregularidad en planta.....	52
4.2.9. Irregularidad de tipo 1 Torsional (Figura 20) .....	52
4.2.10. Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas (Figura 21).....	53
4.2.11. Irregularidad de tipo 3 (Figura 22).....	55
4.2.12. Irregularidad de tipo 4 (Figura 23).....	55
4.2.13. Cálculo del Coeficiente de irregularidad en planta .....	56
4.2.14. Irregularidad en elevación .....	56
4.2.15. Irregularidad de tipo 1 Piso flexible .....	56
4.2.16. Irregularidad de tipo 2 Distribución de masas .....	57

4.2.17.	Irregularidad de tipo 3 Irregularidad geométrica .....	58
4.2.18.	Coeficiente de irregularidad en elevación .....	59
4.2.19.	Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de Mediana Altura .....	60
4.2.20.	Cálculo de fuerzas sísmicas .....	60
4.2.21.	Periodo de vibración aproximado .....	60
4.2.22.	Modos de vibración .....	60
4.2.23.	Participación modal de la masa.....	60
4.2.24.	Cortantes basales dinámicos y estáticos .....	61
4.2.25.	Derivas de piso.....	62
4.2.26.	Diseño de Conexiones precalificadas para la edificación de mediana altura .....	62
4.2.27.	Limitaciones de vigas y columnas para las Conexiones RBS y BFP.....	62
4.2.28.	Comparación de resultados .....	64
4.3.	Memoria Técnica Estructural Edificio Irregular en Elevación / 12 pisos / Gran Altura. ....	69
4.3.1.	Edificio irregular en elevación propuesto en esta investigación para edificación de gran altura.....	69
4.3.2.	Planta propuesta para edificación de gran altura.....	69
4.3.3.	Elevación propuesta para edificación de gran altura.....	69
4.3.4.	Cuantificación de cargas.....	71

4.3.5.	Materiales a utilizar .....	72
4.3.6.	Elementos estructurales de la edificación.....	73
4.3.7.	Evaluación de irregularidades en el edificio de 12 pisos irregular en elevación propuesto en esta investigación .....	73
4.3.8.	Irregularidad en planta.....	73
4.3.9.	Irregularidad de tipo 1 Torsional (Figura 20) .....	74
4.3.10.	Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas (Figura 21).....	75
4.3.11.	Irregularidad de tipo 3 (Figura 22).....	76
4.3.12.	Irregularidad de tipo 4 (Figura 23).....	76
4.3.13.	Cálculo del Coeficiente de irregularidad en planta .....	76
4.3.14.	Irregularidad en elevación .....	77
4.3.15.	Irregularidad de tipo 1 Piso flexible .....	77
4.3.16.	Irregularidad de tipo 2 Distribución de masas .....	78
4.3.17.	Irregularidad de tipo 3 (Figura 22).....	79
4.3.18.	Coeficiente de irregularidad en elevación .....	80
4.3.19.	Espectro de aceleraciones según NEC-15 / Edificación de gran altura.....	80
4.3.20.	Cálculo de fuerzas sísmicas .....	80
4.3.21.	Periodo de vibración aproximado .....	80
4.3.22.	Modos de vibración.....	80

4.3.23.	Participación modal de la masa.....	81
4.3.24.	Cortantes basales dinámicos y estáticos .....	81
4.3.25.	Derivas de piso.....	82
4.3.26.	Diseño de Conexiones precalificadas para la edificación de gran altura ...	83
4.3.27.	Limitaciones de vigas y columnas para las Conexiones RBS y BFP.....	83
4.3.28.	Comparación de resultados .....	85
<b>CAPÍTULO V .....</b>		<b>90</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>90</b>
5.1.	Conclusiones.....	90
5.2.	Recomendaciones.....	91
5.3.	Bibliografía.....	92
5.4.	Anexos.....	95
5.4.1.	Anexo 1.....	95
5.4.2.	Anexo 2.....	96
5.4.3.	Anexo 3.....	97
5.4.4.	Anexo 4.....	98
5.4.5.	Anexo 5.....	100
5.4.6.	Anexo 6.....	102
5.4.7.	Anexo 7.....	104

5.4.8.	Anexo 8.....	105
5.4.9.	Anexo 9.....	106
5.4.10.	Anexo 10.....	107
5.4.11.	Anexo 11.....	108
5.4.12.	Anexo 12.....	109
5.4.13.	Anexo 13.....	110
5.4.14.	Anexo 14.....	111
5.4.15.	Anexo 15.....	112
5.4.16.	Anexo 16.....	113
5.4.17.	Anexo 17.....	114
5.4.18.	Anexo 18.....	115
5.4.19.	Anexo 19.....	116
5.4.20.	Anexo 20.....	117
5.4.21.	Anexo 21.....	118
5.4.22.	Anexo 22.....	119
5.4.23.	Anexo 23.....	120
5.4.24.	Anexo 24.....	120
5.4.25.	Anexo 25.....	121
5.4.26.	Anexo 26.....	122

5.4.27.	Anexo 27.....	123
5.4.28.	Anexo 28.....	124
5.4.29.	Anexo 29.....	125
5.4.30.	Anexo 30.....	126
5.4.31.	Anexo 31.....	127

## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Materiales empleados en la modelación y cálculo estructural.....	23
Tabla 2. Recolección de Información, preguntas y explicación.....	25
Tabla 2. Recolección de Información, preguntas y explicación. (Continuación) .....	26
Tabla 3. Cargas muertas en la edificación de baja altura.....	31
Tabla 4. Cargas Vivas en la Edificación de baja altura [25].....	31
Tabla 5. Factor de Fluencia y Tensión Probable / ASTM A36 / Edificación de baja altura [25]. .....	32
Tabla 6. Elementos estructurales edificio irregular en planta y elevación / Edificación de baja altura. ....	32
Tabla 7. Derivas de piso / Edificación de baja altura .....	33
Tabla 8. Verificación de las medidas y retrocesos en la losa / Edificación de baja altura. ....	34
Tabla 9. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de baja altura.....	36
Tabla 10. Valores de rigidez en sentido Y para la edificación de baja altura. ....	37
Tabla 11. Valores de distribución de masas para la edificación de baja altura.....	37
Tabla 12. Verificación geométrica para la Edificación de baja altura.....	38
Tabla 13. Cortante Basal para la edificación de baja altura. ....	40
Tabla 14. Cortante Basal corregido para la edificación de baja altura. ....	41
Tabla 15. Dimensiones de la viga IPE 270 / Edificación de baja altura [30]. ....	43
Tabla 16. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga IPE 270 / Edificación de baja altura [30].....	43
Figura 17. Consideración para arriostramiento lateral a la viga / Edificación de baja altura [30]. ....	43

Tabla 18. Dimensiones de la viga HEB 400 / Edificación de baja altura [30].....	44
Tabla 19. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga HEB 400 / Edificación de baja altura [30]. .....	44
Tabla 20. Consideración para arriostramiento lateral a la columna / Edificación de baja altura [30]. .....	44
Tabla 21. Comparación de resultados para la edificación de baja altura [30]. .....	45
Tabla 22. Chequeo Demanda - Capacidad de la conexión RBS / Edificación de baja altura [30]. .....	46
Tabla 23. Chequeo de la conexión BFP / Edificación de baja altura [30]. .....	47
Tabla 24. Cargas muertas en la Edificación de mediana altura.....	50
Tabla 25. Cargas Vivas en la Edificación de mediana altura [25]. .....	51
Tabla 26. Factor de Fluencia y Tensión Probable / ASTM A36 / Edificación de mediana altura [25]. .....	51
Tabla 27. Elementos estructurales / Edificación de mediana altura .....	52
Tabla 28. Derivas de piso / Edificación de mediana altura.....	53
Tabla 29. Verificación de las medidas y retrocesos en la losa / Edificación de mediana altura. ....	54
Tabla 30. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de mediana altura. ....	56
Tabla 30. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de mediana altura. (Continuación).....	57
Tabla 31. Valores de rigidez en sentido Y para la edificación de mediana altura. ....	57
Tabla 32. Valores de distribución de masas para la edificación de mediana altura. ..	58
Tabla 33. Cortante Basal para la edificación de mediana altura. ....	61
Tabla 34. Cortante Basal corregido para la edificación de mediana altura.....	61
Tabla 35. Dimensiones de la viga IPE 360 / Edificación de mediana altura [30].....	63

Tabla 36. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga IPE 360 / Edificación de mediana altura [30].	63
Tabla 37. Consideración para arriostramiento lateral a la viga / Edificación de mediana altura [30].	63
Tabla 38. Dimensiones de la viga HEB 600 / Edificación de mediana altura [30].	64
Tabla 39. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga HEB 600 / Edificación de mediana altura [30].	64
Tabla 40. Consideración para arriostramiento lateral a la columna / Edificación de mediana altura [30].	64
Tabla 41. Comparación de resultados para la edificación de mediana altura [30].	65
Tabla 42. Chequeo Demanda - Capacidad de la conexión RBS / Edificación de mediana altura [30].	66
Tabla 43. Chequeo de la conexión BFP / Edificación de mediana altura [30].	67
Tabla 44. Cargas muertas en la edificación de Edificación de gran altura.	72
Tabla 45. Cargas Vivas en la Edificación de gran altura [25].	72
Tabla 46. Factor de Fluencia y Tensión Probable / ASTM A36 / Edificación de gran altura [25].	73
Tabla 47. Elementos estructurales / Edificación de gran altura.	73
Tabla 48. Derivas de piso / Edificación de gran altura.	74
Tabla 49. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de gran altura.	77
Tabla 50. Valores de rigidez en sentido Y para la edificación de gran altura.	78
Tabla 51. Valores de distribución de masas para la edificación de gran altura.	79
Tabla 52. Cortante Basal para la edificación de gran altura.	81
Tabla 53. Cortante Basal corregido para la edificación de gran altura.	82
Tabla 54. Dimensiones de la viga IPE 500 / Edificación de gran altura [30].	83

Tabla 55. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga IPE 500 / Edificación de gran altura [30]. .....	84
Tabla 56. Consideración para arriostramiento lateral a la viga / Edificación de mediana altura [30]. .....	84
Tabla 57. Dimensiones de la viga HEB 900 / Edificación de gran altura [30]. .....	85
Tabla 58. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga HEB 600 / Edificación de mediana altura [30]. .....	85
Tabla 59. Consideración para arriostramiento lateral a la columna / Edificación de gran altura [30]. .....	85
Tabla 60. Comparación de resultados para la edificación de gran altura [30]. .....	86
Tabla 61. Chequeo Demanda / Capacidad de la conexión RBS / Edificación de gran altura [30]. .....	87
Tabla 62. Chequeo de la conexión BFP / Edificación de gran altura [30]. .....	88

## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Detalle de la planta y elevación de la estructura analizada [9].....	7
Figura 2. Detalle de la conexión que emplea el uso de cartelas [9].....	7
Figura 3. Zonas establecidas para la conexión del RBS [12].....	8
Figura 4. Parámetros geométricos establecidos para la conexión del RBS [12].....	8
Figura 5. Elemento con sección de viga reducida [13].....	9
Figura 6. Parámetros geométricos en la conexión DRBS [14].....	10
Figura 7. Parámetros geométricos en la conexión DRBS [15].....	11
Figura 8. (A) Probeta de sección WRBS, (B) Fluencia de la zona del panel generada en la probeta en la probeta de sección WRBS, (C) Distribución de los esfuerzos de Von Mises en la probeta WRBS a un ángulo de la deriva total de entre pisos de 0,02 radianes [12].....	11
Figura 9. (A) Probeta de sección RBS aplicando un desplazamiento lateral, (B) y (C) Distribución de los esfuerzos de von Mises en la probeta RBS a un ángulo de la deriva total de entre pisos de 0,03 radianes [12].....	12
Figura 10. Detalle de la nomenclatura empleada en la separación de pernos en la conexión precalificada BPF / Vista Lateral [19]. ....	13
Figura 11. Detalle de la nomenclatura empleada para la Conexión BFP / Vista en Planta [19]. ....	13
Figura 12. Separación de 2mm desde la viga al nudo en la Conexión BFP [19]. ....	14
Figura 13. La placa horizontal posee un ancho menor al de la viga [19]. ....	14
Figura 14. Diagramas típicos de momento vs. Rotación para conexiones articuladas y restringidas de manera total y parcial [2]. ....	15
Figura 15. Edificios con configuración irregular [21]. ....	16

Figura 16. Edificios con cambios abruptos en su resistencia lateral [21].	16
Figura 17. Edificios con cambios abruptos en su rigidez lateral [21].	16
Figura 18. Aspectos estructurales inusuales o novedosos [21]	16
Figura 19. Excentricidad producida debido a que no coinciden el centro de rigideces con el de masas de la estructura [22].	18
Figura 20. Consideraciones para Irregularidad de tipo 1 / Torsional [25].	20
Figura 21. Consideraciones para Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas [25].	20
Figura 22. Consideraciones para la Irregularidad Tipo 3 generada en el sistema de piso [25].	21
Figura 23. Consideraciones para la Irregularidad Tipo 4 [25].	22
Figura 24. Vista en planta pisos 3-4 / Edificación de baja altura.	29
Figura 25. Vista en elevación frontal / Edificación de baja altura.	29
Figura 26. Vista en planta pisos 1-2 / Edificación de baja altura.	30
Figura 27. Vista en elevación lateral / Edificación de baja altura.	30
Figura 28. Configuración de la planta para la edificación de baja altura.	34
Figura 29. Eje no paralelo entre la columna A3 y C6 / Edificación de baja altura.	35
Figura 30. Detalle de elevación en planta para la edificación de baja altura.	38
Figura 31. Columna D3 para el diseño de las conexiones precalificadas.	42
Figura 32. Reporte Demanda - Capacidad RBS / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de baja altura.	46
Figura 33. Reporte de “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de baja altura.	48
Figura 34. Vista en planta de todos los niveles / Edificación de Edificación de mediana altura	49

Figura 35. Vista en elevación / Edificación de mediana altura .....	50
Figura 36. Configuración de la planta para la edificación de mediana altura.....	54
Figura 37. Eje no paralelo entre la columna A3 y C6 / Edificación de mediana altura .....	55
Figura 38. Detalle de elevación en planta para la edificación de mediana altura. ....	59
Figura 39. Columna D3 para el diseño de las conexiones precalificadas.....	62
Figura 40. Reporte Demanda - Capacidad RBS / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de mediana altura.....	66
Figura 41. Reporte de Conexión BFP / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de mediana altura. ....	68
Figura 42. Vista en planta de todos los niveles / Edificación de Edificación de gran altura. ....	70
Figura 43. Vista en elevación / Edificación de Edificación de gran altura.....	71
Figura 44. Configuración de la planta para la edificación de gran altura. ....	75
Figura 45. Columna C2 para el diseño de las conexiones precalificadas.....	83
Figura 46. Reporte Demanda Capacidad RBS / “Ram Connection - Versión Estudiantil”. / Edificación de gran altura. ....	87
Figura 47. Reporte de Conexión BFP / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de gran altura. ....	89

## **AGRADECIMIENTO**

Gracias a Dios, a mi familia y a todas las personas que estuvieron conmigo apoyándome y dándome el valor, la sabiduría y la fortaleza para poder llegar a cumplir esta meta tan importante en mi vida.

A mi tutor el Ing. Marcelo Guerra Avendaño por su asesoría y tiempo para realizar este trabajo. Gracias por compartirme sus conocimientos de la mejor manera.

A mi colega el Ing. Marcelo Sampedro por haberme compartido su intelecto, lo cual me ayudó en la elaboración del presente trabajo de titulación.

## **DEDICATORIA**

A Dios por nunca dejarme solo y ser mi fortaleza en todo momento.

A mi padre, que con su motivación y apoyo incondicional me animó a nunca rendirme ante los problemas de la vida.

A mi madre, por haber sido mi amiga y compañera en todo momento. Ella fue mi principal motivación en los momentos más difíciles, ya que me animó a cursar este posgrado.

A mis hermanos Erick, Marcia y Milton que con su apoyo y su infinito amor siempre me han animado a seguir adelante pesar de los problemas.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA - CENTRO DE**  
**POSGRADOS**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**TEMA:**

ESTUDIO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS Y SU INCIDENCIA EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES IRREGULARES

**AUTOR:** Ing. Nelson Hernan Sánchez Guevara

**DIRECTOR:** Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:** Edificación y Construcción

**FECHA:** 8 de marzo de 2022

**RESUMEN EJECUTIVO**

Ecuador es un país de alta actividad sísmica. En el año 2016 se vio afectado por un evento sísmico el cual fue generado a raíz de un fenómeno producido entre la subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, lo cual dejó cuantiosas pérdidas económicas, humanas y de edificaciones, siendo esto un factor principal de suma importancia para la investigación en el campo de la ingeniería estructural. En el presente trabajo de investigación se realizó un análisis sismorresistente de tres edificaciones irregulares de baja, mediana y gran altura, conformadas por un sistema resistente a carga lateral de pórticos especiales resistentes a momento SMF de acero estructural, compuestos por columnas de tipo HEB y vigas IPE. Para empezar el proyecto se realizó un análisis de la configuración estructural de las edificaciones planteadas para luego aplicar las consideraciones que establece la norma ecuatoriana de la construcción para tomar en cuenta los casos correspondientes de irregularidad en las edificaciones tanto en elevación como en planta. Luego se procedió a resolver las estructuras mediante un análisis estático y dinámico lineal, logrando obtener resultados que muestran un adecuado comportamiento estructural y cumplan con los chequeos obligatorios normativos, como son el chequeo de las derivas de piso, la verificación del criterio columna fuerte – viga débil y el diseño de sus elementos estructurales. Las conexiones de acero son de gran importancia para garantizar el comportamiento sismorresistente de las edificaciones. En zonas de alta sismicidad es necesario utilizar

sistemas de pórticos especiales resistentes a momento y que sus conexiones sean precalificadas, lo que garantizará la formación adecuada de las rotulas plásticas contribuyendo a obtener como resultado un apropiado comportamiento en el rango no lineal. Una vez finalizado los diseños estructurales de las edificaciones planteadas, se procedió a diseñar dos conexiones precalificadas como son la Conexión de Placa de Ala Empernada (Bolted Flange Plate BFP) y la Conexión de sección de viga reducida (Reduced Beam Section RBS) descritas en la norma AISC 358-16. Las conexiones se diseñaron de forma manual cumpliendo todos los parámetros establecidos en la normativa AISC 358-16 para finalmente realizar su respectiva validación y comparación de resultados obtenidos mediante el uso de un software especializado en el diseño de conexiones de acero obteniendo resultados similares.

**Descriptores:** Acero, Análisis Estructural, Columnas, Conexión BFP, Conexión RBS, Conexiones Precalificadas, Diseño Sismorresistente, Irregularidad en Elevación, Irregularidad en Planta, Demanda-Capacidad, Vigas, Zona Panel.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA - CENTRO DE**  
**POSGRADOS**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**THEME:**

STUDY OF PREQUALIFIED CONNECTIONS AND THEIR IMPACT ON THE SEISMIC-RESISTANT DESIGN OF IRREGULAR BUILDINGS

**AUTHOR:** Ing. Nelson Hernan Sánchez Guevara

**DIRECTED BY:** Ing. Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

**LINE OF RESEARCH:** Building and Construction

**DATE:** March 8, 2022

**EXECUTIVE SUMMARY**

Ecuador is a country with high seismic activity. In 2016 it was affected by a seismic event which was generated as a result of a phenomenon produced between the subduction of the Nazca plate and the South American plate, which left substantial economic, human and building losses, this being a major factor of utmost importance for research in the field of structural engineering. In the present research work, a seismic-resistant analysis of three irregular buildings of low, medium and high height, formed by a lateral load resistant system of special structural steel SMF moment resisting frames, composed of HEB type columns and IPE beams, was carried out. To start the project, an analysis of the structural configuration of the proposed buildings was carried out to then apply the considerations established by the Ecuadorian construction standard to take into account the corresponding cases of irregularity in the buildings, both in elevation and in plan. Then we proceeded to solve the structures by means of a linear static and dynamic analysis, obtaining results that show an adequate structural behavior and comply with the mandatory normative checks, such as checking the floor drifts, the verification of the strong column - weak beam criterion and the design of its structural elements.

Steel connections are of great importance to guarantee the seismic-resistant behavior of buildings. In areas of high seismicity, it is necessary to use special moment-resistant portal frame systems and that their connections are prequalified, which will guarantee

the adequate formation of the plastic patellas contributing to obtain as a result an appropriate behavior in the nonlinear range. Once the structural designs of the proposed buildings were finalized, two prequalified connections were designed, the Bolted Flange Plate Connection (BFP) and the Reduced Beam Section Connection (RBS) described in the AISC 358-16 standard. The connections were designed manually complying with all the parameters established in the AISC 358-16 standard to finally perform their respective validation and comparison of the results obtained through the use of a software specialized in the design of steel connections, obtaining similar results.

**Keywords:** Steel, Structural Analysis, Columns, BFP Connection, RBS Connection, Prequalified Connections, Earthquake Resistant Design, Elevation Irregularity, Plan Irregularity, Demand-Capacity, Beams, Panel Zone.

## **CAPÍTULO I**

### **EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

#### **1.1. Introducción**

El presente trabajo investigativo, aborda la incidencia que tiene el uso y diseño de conexiones precalificadas sobre el comportamiento de las edificaciones irregulares en estructura metálica empleadas en nuestro país, considerando diferentes condiciones para la geometría de las estructuras planteadas, a través de modelos analíticos, los cuales van a permitir analizar los resultados obtenidos y conocer las variables que aportarán a un mejor desempeño sismorresistente.

Las recomendaciones establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 son empleadas para el desarrollo de la metodología del presente trabajo, además de los códigos internacionales para el diseño de estructuras metálicas como ASCE 7-16, AISC 341-16, AISC 358-16, AISC 360-16 y FEMA 350.

Entre las limitaciones del presente trabajo se puede mencionar el impedimento de realizar ensayos destructivos con la finalidad de no afectar la integridad de las edificaciones analizadas.

#### **1.2. Justificación**

Ecuador registra un alto nivel de amenaza sísmica en diversas zonas del territorio. El país está sujeto a un riesgo sísmico relativamente alto, debido a la existencia de estructuras vulnerables en toda la extensión del territorio ecuatoriano. Una prueba de ello es el sismo de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter acontecido en la provincia de Manabí en el año 2016. Este suceso provocó el colapso y afectación de varias construcciones en la zona, dejando varios muertos y heridos incluso se generaron afectaciones en ciudades cercanas como Guayaquil, Chone, Atacames, Esmeraldas, entre otras [1].

El propósito del análisis y diseño estructural de edificaciones esta direccionado a que las estructuras no presenten una vulnerabilidad alta ante las amenazas sísmicas, por esta razón la normativa AISC 358-16 establece modelos comprobados de conexiones para estructuras metálicas con la finalidad de impedir que se produzca un fallo entre las conexiones viga – columna, todo con la finalidad de que las rotulas plásticas se generen en la zona de la viga. Estos modelos de conexiones comprobados poseen los procedimientos de diseño, limitaciones y especificaciones para garantizar un buen desempeño en las estructuras [2].

Hay varios tipos de conexiones precalificadas soldadas, apernadas o la combinación de ambas condiciones, pero para realizar este trabajo de investigación se ha previsto el análisis comparativo entre dos tipos de conexiones precalificadas más usadas en nuestro país, mismas que van a ser aplicadas en el análisis estructural de tres edificaciones irregulares que están sometidas a cargas gravitatorias y laterales. Este análisis se lo realizará en base a las normativas ecuatorianas y estadounidenses aplicadas en nuestro país.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. General**

Estudiar las conexiones precalificadas y su incidencia en el diseño sismo resistente de una edificación irregular.

#### **1.3.2. Específicos**

- Analizar los criterios de distintas normativas como FEMA 350, AISC 358-16, AISC 360-16, AISC 341-16, ASCE 7-16 y la NEC 15 (NEC-SE-AC, NEC-SE-CG y NEC-SE -DS).
- Comprender la metodología de diseño de estructuras metálicas y sus conexiones.

- Realizar comparaciones entre las conexiones precalificadas más usadas en el Ecuador para edificaciones de acero irregulares de baja, media y gran altura, analizando su nivel de comportamiento estructural, tipo de construcción y procedimiento de diseño mediante los códigos establecidos y el modelador en un software computacional.
- Obtener una mejor eficiencia de resultados mediante el manejo de herramientas tecnológicas estructurales.

## **CAPITULO II**

### **ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS**

Las edificaciones deben estar conformadas por sistemas estructurales resistentes a cargas verticales y laterales. Estos sistemas son los encargados de la transmisión de las fuerzas de inercia que parten desde el punto de aplicación de las cargas para transmitirlos a los diversos miembros estructurales resistentes de manera directa al suelo a través de los entrepisos y cubiertas, mismos que actúan como diafragmas rígidos en su plano y proporcionan rigidez y resistencia adecuadas para cada uno de los elementos. Los pórticos especiales resistentes a momentos son los sistemas estructurales más utilizados para el diseño de las estructuras de acero ya que tienen un comportamiento adecuado cuando son sometidos a diversas acciones sísmicas [3].

En 1930 las normativas para el diseño de secciones de acero laminado en caliente fueron tomadas en consideración, las cuales no eran aplicables para secciones de acero conformadas en frío debido a que, por sus espesores relativamente delgados, las secciones eran susceptibles a las deformaciones. Mediante las investigaciones realizadas por el AISI [4], se demostró que los sistemas de pórticos de acero estructural poseen un comportamiento favorable ante cargas sísmicas siendo esto un punto de partida importante para evaluar de manera precisa los efectos perjudiciales que se relacionan con la estabilidad y pandeo de los perfiles de acero estructural [5].

Uno de los principales factores para la detección de fallas estructurales en las edificaciones se basa en desarrollar el análisis modal de una manera teórica y experimental. Esto tiene como finalidad poder determinar los modos de vibración, frecuencias naturales y amortiguamientos modales del sistema estructural en análisis. Desde el punto de vista experimental, este procedimiento busca relacionar la respuesta vibratoria del sistema con las fuerzas de excitación que las genera [6].

Los códigos de diseño estructural establecen la adopción de factores de seguridad parciales para hacer frente a las incertidumbres. Sin embargo, estas consideraciones adoptadas en el diseño estructural no permiten conocer de manera real las probabilidades de falla en las estructuras. Lo que se necesita, desde un punto de vista práctico y científico, es un enfoque más consistente, basado en la teoría de la confiabilidad [7].

## **2.1. Conexiones de Acero Estructural**

Las conexiones metálicas a corte son empleadas para transferir cargas axiales a través de esfuerzos de corte y aplastamiento en los diversos sistemas estructurales. Conforme la configuración adoptada en los elementos de unión, dichas conexiones se pueden diferenciar en asimétricas y simétricas. Estos dos tipos de conexiones planteadas se usan en diferentes sistemas estructurales para unir elementos estructurales, trabajando como mecanismos de disipación de energía sísmica [8].

La conexión entre el alma de la columna y una placa rigidizadora fue evaluada con la finalidad de comparar la diferencia entre una conexión rigidizada y una no rigidizada. Para el análisis de vulnerabilidad en estructuras de acero, se propusieron curvas de vulnerabilidad para el marco crítico de las edificaciones con excitaciones registradas en el sismo de Northridge [9].

El producto de las investigaciones realizadas se muestra en el documento de conexiones precalificadas AISC 358-16, mismo que ha sido modificado periódicamente de tal manera que se incluyan las nuevas conexiones que han demostrado un desarrollo experimental y analítico desarrollando la ductilidad mínima requerida. Para el diseño de las conexiones en estructuras metálicas, actualmente se han desarrollado varios tipos de conexiones rígidas, por lo que recomienda el uso de las conexiones precalificadas establecidas en la AISC 358-16 ya que con ellas se garantiza que el sistema desarrollará una mayor ductilidad impidiendo que las fallas se generen en las columnas, es decir que la articulación plástica se forme en la zona de protección de la viga, siendo este el principio de columna fuerte – viga débil que necesariamente se debe cumplir [10].

La ductilidad de las conexiones hace que se disipe de mejor manera la energía antes de que suceda una falla en la conexión misma. Algunos investigadores han intentado encontrar métodos para que la rótula plástica se produzca fuera de la zona de conexión de la viga a la columna. Las observaciones experimentales mostraron que no se produjeron grietas ni fracturas en las soldaduras y que la alta absorción de energía del uso amortiguadores de hendidura evitó daños en otras partes. Además, no se produjo pandeo local en las alas y el alma de la viga [11].

Los códigos de diseño de estructuras establecen tradicionalmente la adopción de factores de seguridad parciales para hacer frente a las incertidumbres. Estas normas no permiten conocer las probabilidades reales de fallo de una estructura. Lo que se necesita, desde un punto de vista práctico y científico, es un enfoque más coherente, basado en la teoría de la fiabilidad. En un primer intento por determinar los niveles de seguridad de las estructuras, la teoría de la fiabilidad estructural se basa en los análisis y diseños avanzados. En este contexto, los autores consideran los efectos de la no linealidad geométrica y la flexibilidad de las conexiones para el análisis de fiabilidad, que tiene como objetivo establecer un determinado desplazamiento como estado límite de servicio. Los resultados que se obtienen de haber realizado el análisis estructural respectivo sugieren que, cuando se establece un determinado desplazamiento como estado límite de servicio, la fiabilidad de las estructuras únicamente se ve ligeramente influenciada por la no linealidad geométrica, pero considerablemente por las conexiones semirrígidas [7].

En el artículo técnico realizado por Escobedo y Albino, publicado por la Universidad Autónoma del Estado de México, se realizó la comparación de tres tipos de conexiones empernadas en un edificio que se encuentra sometido a cargas sísmicas.(Figura 2-1) Esto se lo realizó empleando un análisis del tipo no lineal tomando en cuenta eventos sísmicos de la zona, usando el método de elementos finitos, para finalmente realizar una simulación de Monte Carlo para poder calcular la probabilidad de falla que va a tener cada una de las conexiones evaluadas. Las tres conexiones analizadas obtuvieron un comportamiento histerético estable obteniendo como resultado que la conexión en la que se usaron cartelas tuvo más resistencia que las dos conexiones restantes (Figura 2-2)[9].

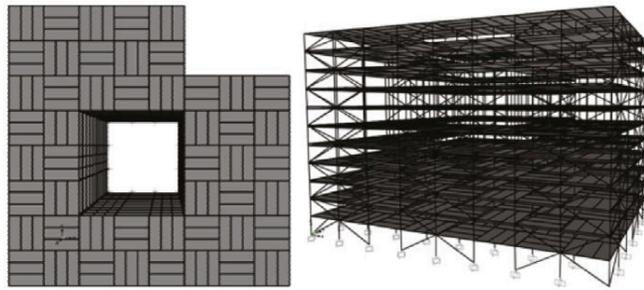


Figura 1. Detalle de la planta y elevación de la estructura analizada [9].

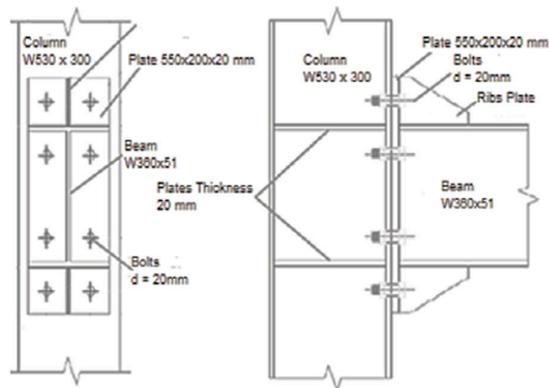


Figura 2. Detalle de la conexión que emplea el uso de cartelas [9].

Las limitaciones de este estudio fueron que únicamente se consideró un solo tipo de estructuración al igual que las medidas de su planta y elevación. Finalmente, el modelo estructural realizado mediante el uso del computador fue calibrado según los estándares y extrapolado a otros escenarios de diseño, con diferentes geometrías, espesores y efectivos espesores de los elementos de acero estructural [9].

## 2.2. Conexión de sección de viga reducida (Reduced Beam Section RBS)

Posterior a los eventos sísmicos ocurridos en Northridge y Kobe en los años 1994 y 1995 respectivamente, La conexión precalificada de sección de viga reducida (Reduced Beam Section RBS, Figura 2-3 y Figura 2-4) es considerada en la actualidad como una de las conexiones más representativas y económicas en el campo del diseño y la construcción de estructuras de hacer [12].

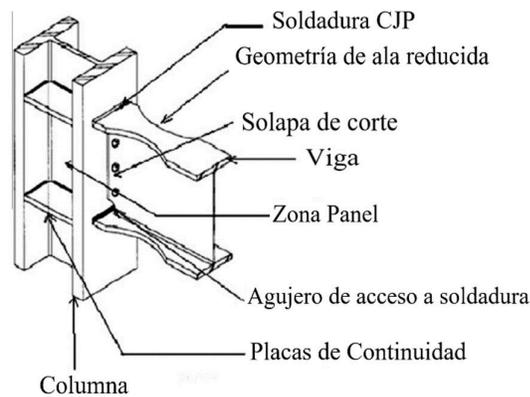


Figura 3. Zonas establecidas para la conexión RBS [12].

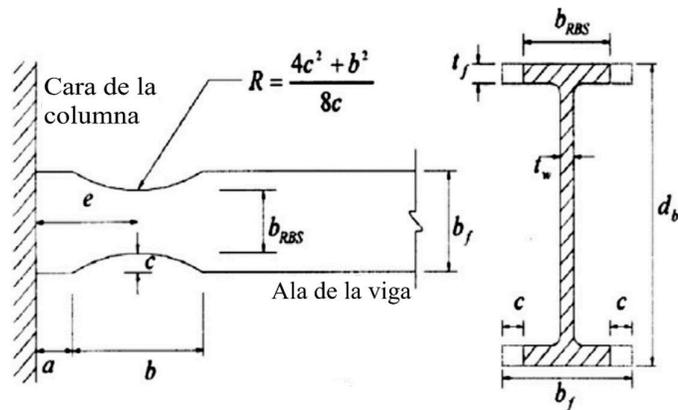


Figura 4. Parámetros geométricos establecidos para la conexión RBS [12].

El uso de vigas con sección reducida (RBS), disminuye la rigidez de la estructura, registrando valores de 3.6% y 15.1%. La relación que existe entre el ancho reducido de las secciones planteadas y la rigidez de la estructura tiene un comportamiento del tipo no lineal. Realizando una comparación entre pórticos resistentes a momento con vigas de sección reducida y secciones sin reducción se ha determinado que se produce el aumento de un 10.6% de las derivas de piso en pórticos de dos vanos de distancia y un 10.3% en pórticos de tres vanos de distancia [13].

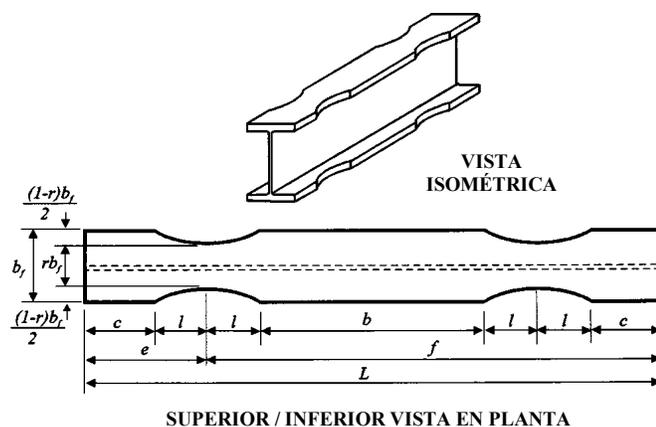


Figura 5. Elemento con sección de viga reducida [13].

Antes del terremoto ocurrido en Northridge, Los Ángeles, California en el año 1994, el uso de una soldadura de penetración completa CJP era la conexión más común para las uniones viga-columna. Este tipo de conexión empleada causó un daño severo en las estructuras durante el evento sísmico mencionado, provocando una falla generalizada que favoreció a la formación de la rótula plástica en la zona de la conexión, cercana a la cara de la columna [14].

La condición de las conexiones viga-columna están relacionadas con la resistencia sísmica de un pórtico de acero resistente a momento, por lo que para incrementar la ductilidad de la estructura se debe reducir la demanda empleando el uso de soldadura en ciertas zonas de las conexiones para lo cual se aplican 2 criterios; el primero es agregar elementos adicionales que incrementen la resistencia de la viga reduciendo el esfuerzo generado en la conexión y el segundo criterio es crear una zona de fragilidad en la viga a una distancia específica con la finalidad de lograr una menor transmisión de momento y corte a la conexión [14].

Nader Fanaie, Zahra Nadalipour, Omid Sepasgozar Sarkhosh concluyen que el factor que amplifica la deriva elástica en un pórtico de un vano de distancia y que está conformado por secciones doblemente reducidas, está entre el 0 y el 14.7%. Este es el resultado de una investigación en la que se aplicaron métodos como el del trabajo virtual y el de elementos finitos. El parámetro que más incide en el aumento de la deriva elástica es el parámetro  $c$ , correspondiente a la amplitud de la abertura considerada para la zona de reducción de la viga en el diseño de la conexión [14].

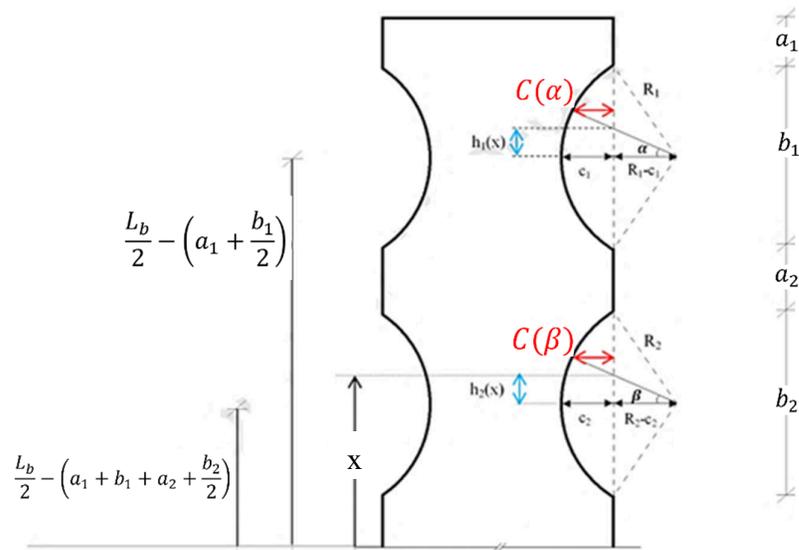


Figura 6. Parámetros geométricos en la conexión DRBS [14].

Los parámetros geométricos  $c$  y  $b$  considerados en las vigas con reducción de sección RBS denotan mayor influencia al momento de realizar el análisis sísmico de las edificaciones debido a que se relacionan de una manera directa con el cálculo y determinación del momento de fluencia, momento máximo, rotación última, ductilidad y energía disipada [15].

En el código BS/EN 1998-3 para diseño de conexiones RBS se especifican tres capacidades de rotación que corresponden a tres estados Límites, siendo 0.04 radianes una rotación considerada para un estado limite cercano del colapso (NC). Los parámetros  $a$  y  $b$  considerados en las vigas con reducción de sección RBS no afectan directamente al momento de fluencia  $M_y$ , a diferencia del parámetro  $c$  ya que la variación de este parámetro reduce dicho momento en un 27% entre el valor más alto y bajo de los valores recomendados. Los parámetros geométricos  $a, b$  y  $c$  del corte que se realiza en las vigas con reducción de sección RBS no afectan significativamente la rotación última  $\Theta_u$  [15].

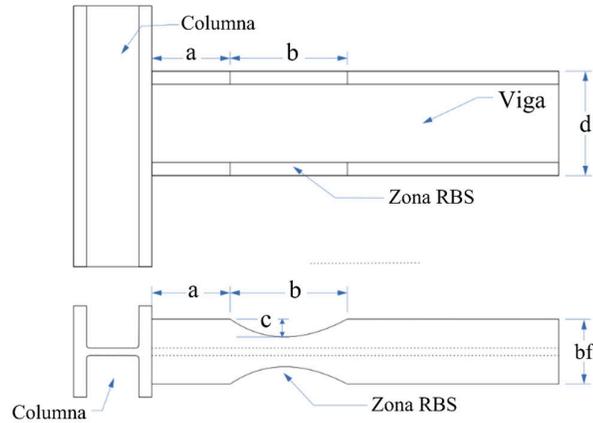


Figura 7. Parámetros geométricos en la conexión DRBS [15].

Los Pórticos resistentes a momento conformados por conexiones de vigas de sección reducida RBS son capaces de proporcionar un buen comportamiento y desempeño ante altas demandas sísmicas además que muestran un factor económico favorable [16].

En vigas que no se emplearon conexiones RBS se generó un pandeo en el alma de la columna que fue incrementando de acuerdo a los ciclos de carga. La falla de esta conexión se produjo en la zona del panel mientras que se observó algún tipo de pandeo en la sección de la viga. Los esfuerzos de Von Mises generados como resultado de este análisis mostraron un valor alto ubicado en la zona panel de la conexión. Por otro lado, en vigas que se emplearon conexiones RBS la zona panel no se vio afectada por lo que no se observó pandeo en el ala o alma de la columna por lo que los esfuerzos de Von Mises mostraron un mayor esfuerzo en la sección de viga reducida [12].

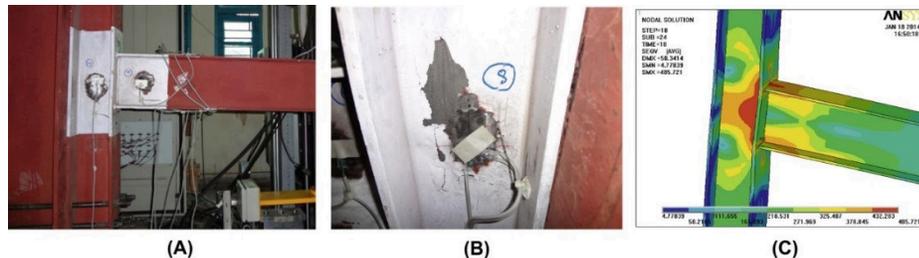


Figura 8. (A) Probeta de sección WRBS, (B) Fluencia de la zona del panel generada en la probeta de sección WRBS, (C) Distribución de los esfuerzos de Von Mises en la probeta WRBS a un ángulo de la deriva total de entre pisos de 0,02 radianes [12].

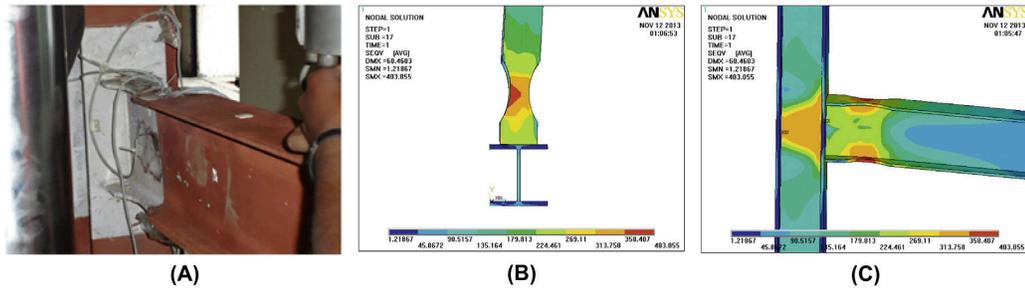


Figura 9. (A) Probeta de sección RBS aplicando un desplazamiento lateral, (B) y (C) Distribución de los esfuerzos de von Mises en la probeta RBS a un ángulo de la deriva total de entre pisos de 0,03 radianes [12].

Aunque se ha investigado la eficiencia de las conexiones resistentes a momentos de sección de viga reducida RBS mediante las prácticas de diseño y construcción, en las investigaciones europeas que se han realizado aún existen pocos datos que respalden esta investigación. El principal objetivo de la geometría de las conexiones RBS es proteger la conexión y sus principales componentes (placa final, brida del pilar, pernos soldaduras) de la plastificación de la zona y que llegue a su estado falla. El costo computacional para la optimización mediante el uso de un software es muy elevado ya que los resultados de este tipo de estudio garantizar obtener mejores resultados. Por otra parte, las prestaciones que presentan las piezas estructurales pueden mejorarse de manera eficaz mediante una mejor optimización de la forma. Es necesario ajustar la geometría del radio de corte para una aplicación segura a los perfiles europeos [17].

### 2.3. Conexión de Placa de Ala Empernada (Bolted Flange Plate BFP)

El estudio de las concentraciones de esfuerzos de tensión y los modos de falla frágiles en conexiones apernadas se han comparado mediante el uso de una solución de tipo analítica, la cual toma en cuenta la geometría de las conexiones en análisis y propiedades elásticas de los materiales anisotrópicos. En virtud esto, se han realizado análisis sobre la influencia que tienen la distancia al borde y las propiedades elásticas de las placas de acero empleadas en el desarrollo de fallas en conexiones apernadas [18].

La conexión BFP es una conexión precalifica que garantiza su uso en base a la normativa ANSI/AISC 358-16. En nuestro país se puede evaluar esta conexión a partir del evento sísmico ocurrido en Pedernales, ya que demostró tener un comportamiento y eficiencia adecuada frente a las cargas sísmicas que afectaron estructuras de la zona [19].

Para que se tenga un buen desempeño al corte y desgarramiento de los pernos en esta conexión es conveniente que estos se encuentren separados entre 50 y 60mm. Después del sismo del 16 de abril de 2016 en Pedernales, Ecuador, se evidenció un buen desempeño de la conexión BFP [19].

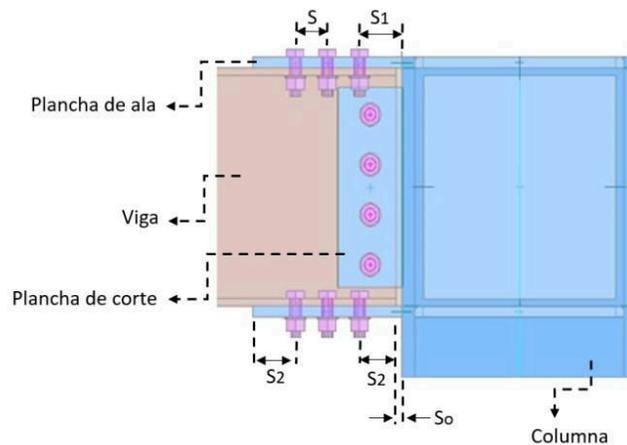


Figura 10. Detalle de la nomenclatura empleada en la separación de pernos en la conexión precalificada BPF / Vista Lateral [19].

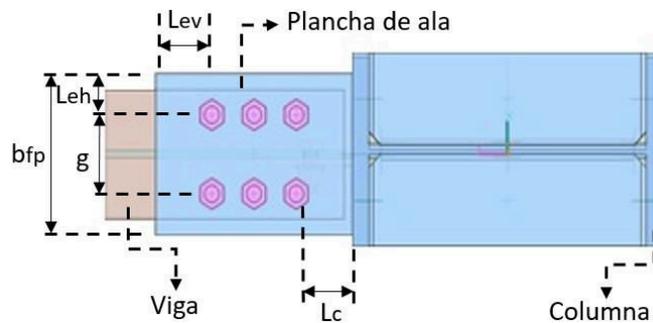


Figura 11. Detalle de la nomenclatura empleada para la Conexión BFP / Vista en Planta [19].



Figura 12. Separación de 2mm desde la viga al nudo en la Conexión BFP [19].



Figura 13. La placa horizontal posee un ancho menor al de la viga [19].

#### 2.4. Rigidez en las Conexiones de Acero

En una conexión rígida, los elementos conectados como son vigas y columnas giran de manera similar. Estas conexiones pueden transmitir el momento y el cortante de un miembro a otro mientras que una conexión semirrígida se presenta una rotación de manera relativa entre el extremo de la viga y el elemento de la sección de la columna considerando un momento que depende de la rotación generada en la conexión. Es preciso mencionar que en una conexión simple las rotaciones del extremo de la viga respecto a la columna, no se toman en cuenta el momento a flexión generado [2].

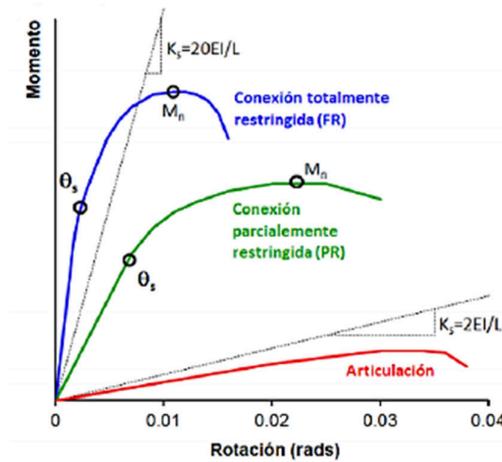


Figura 14. Diagramas típicos de momento vs. Rotación para conexiones articuladas y restringidas de manera total y parcial [2].

## 2.5. Efectos de irregularidad en planta

Dentro del diseño global de una estructura se puede mencionar como parte fundamental el realizar un adecuado análisis estructural de la misma. La magnitud de los daños en las diferentes estructuras está asociada a la configuración estructural planteada, es por esto que la presencia de irregularidades en dichas estructuras contribuye a que éstas sean más vulnerables y necesiten de un análisis más cuidadoso al momento de realizar su respectivo análisis [20].

Los eventos sísmicos a los que están sometidas las estructuras irregulares, generan como resultado daños en los sistemas estructurales debido a varios factores como son la calidad de los materiales de construcción, características del sismo, entre otras. Es preciso estudiar de manera cuantitativa los efectos que provocan los eventos sísmicos frente a las estructuras irregulares. Arnold y Reitherman, en su libro, muestran ilustraciones (Fig. 2-15/2-16/2-17/2-18) que detallan las irregularidades que se producen por las diferentes configuraciones en elevación y en planta, tomando en cuenta las variaciones que tienen respecto a su cambio de rigidez, masa y resistencia [21].

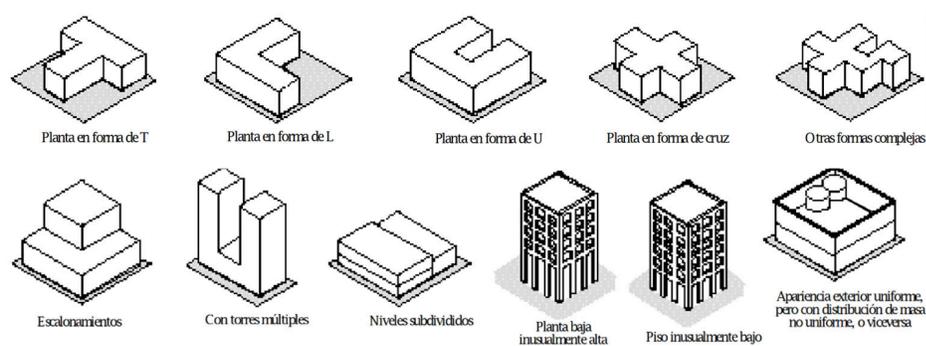


Figura 15. Edificios con configuración irregular [21].

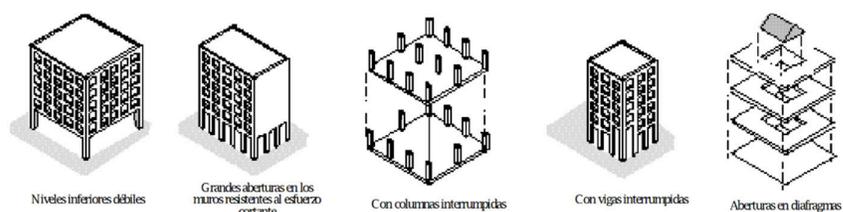


Figura 16. Edificios con cambios abruptos en su resistencia lateral [21].



Figura 17. Edificios con cambios abruptos en su rigidez lateral [21].

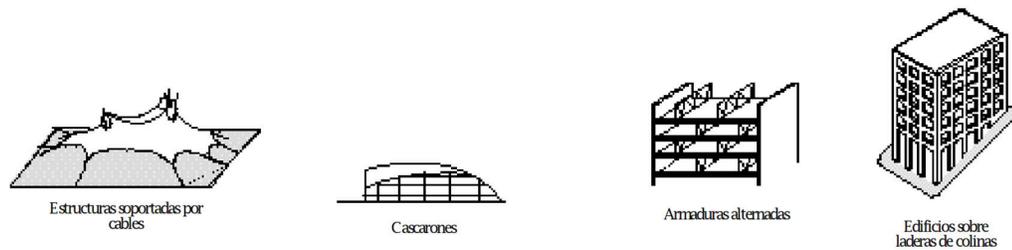


Figura 18. Aspectos estructurales inusuales o novedosos [21]

## 2.6. Consideraciones para estructuras irregulares según la NEC15

En la actualidad, las normas de construcción establecen valores constantes que toman en cuenta las irregularidades en las edificaciones sin importar el grado de las mismas. En el caso de la irregularidad torsional, la norma ecuatoriana de la construcción no establece un límite máximo del grado de la irregularidad de tal forma que se toman en cuenta las mismas consideraciones para todas las estructuras. Si la torsión es muy elevada es necesario realizar una reestructuración, algo que muchas normativas de diseño no consideran. Las estructuras que disponen de similar configuración, características y tipo de irregularidad, pueden mostrar distintos comportamientos en su análisis dinámico cuando son sometidas ante cargas sísmicas [22].

Las investigaciones relacionadas a los eventos sísmicos ocurridos, sostienen que las estructuras que presentan irregularidades en su configuración sufren mayor deterioro en comparación con las estructuras del tipo regular. Los códigos y normativas para el diseño sísmico toman en cuenta ciertas restricciones frente a los cambios bruscos en la masa y rigidez de la estructura, además las irregularidades que se presentan de manera geométrica afectan la manera en la que se distribuye la rigidez en la edificación [23].

La torsión en planta ha sido el principal efecto por el que las diversas estructuras del tipo irregular han llegado a sufrir colapsos. El equilibrio mecánico que se produce entre las deformaciones de la estructura y las solicitaciones resultantes se lo conoce como Torsión Global. Por lo regular el efecto de torsión ocurre cuando se genera una excentricidad entre su centro de rigideces con respecto al centro de masas del piso (Figura 2-19). Cuando se aplica una fuerza de manera horizontal en el centro de rigideces, el sistema estructural resistente a cargas laterales se desplaza sin generar rotación, lo que se puede constatar en todo tipo de estructuras incluso de un piso, siendo también el punto central en donde si se aplica un torque a la planta de la estructura en análisis, se genera un fenómeno de rotación [24].

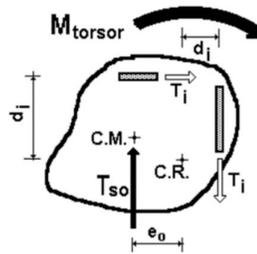


Figura 19. Excentricidad producida debido a que no coinciden el centro de rigideces con el de masas de la estructura [22].

## 2.7. Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS 2015

En los países de América Latina las normativas vigentes del sector de la construcción han establecido parámetros que penalizan a las estructuras irregulares en su configuración geométrica, esto mediante la consideración de un coeficiente que es menor a la unidad al momento de realizar el cálculo respectivo del cortante basal. Este coeficiente es el encargado de incrementar la fuerza sísmica en el sistema estructural lo que compromete al encargado de elaborar el análisis estructural de la edificación, realizar un análisis en el que se considere proveer de una mayor una mayor resistencia a la estructura en análisis [22].

La normativa NEC-SE-DS 2015 establece que las estructuras que son irregulares tanto en elevación como en planta, tendrán que tomar en cuenta en su configuración estructural ciertos coeficientes con el fin de castigar el diseño y la configuración planteada. De esta manera se tomará en cuenta las irregularidades mencionadas las cuales son responsables de que se produzca un deficiente comportamiento estructural ante las cargas sísmicas [25].

El coeficiente respectivo para considerar la irregularidad en planta, en base a lo establecido en la normativa NEC15, considera un análisis el cuál toma en cuenta los tipos de irregularidad que se presentan en cada uno de los pisos de la edificación, por lo que se aplica la siguiente ecuación [25]:

$$\phi_p = \phi_{pA} \phi_{pB} \quad \text{Ec. 1}$$

**Donde:**

$\phi_p$  = coeficiente que se considera para tomar en cuenta la irregularidad en planta,  $\phi_{pA}$   
 $\phi_{pA}$  = considerado como el valor mínimo del factor  $\phi_{pi}$  que involucra a cada piso  $i$  de la estructura en análisis, tomando en cuenta las irregularidades del tipo 1, 2, y/o 3.

$\phi_{pB}$  = considerado como el valor mínimo del factor  $\phi_{pi}$  que involucra a cada piso  $i$  de la estructura en análisis, tomando en cuenta las irregularidades del tipo 4.

El coeficiente respectivo para considerar la irregularidad en elevación, en base a lo establecido en la normativa NEC15, considera un análisis el cuál toma en cuenta los tipos de irregularidad que se presentan en cada uno de los pisos de la edificación, por lo que se aplica la siguiente ecuación [25]:

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB} \quad \text{Ec. 2}$$

**Donde:**

$\phi_E$  = coeficiente que se considera para tomar en cuenta la irregularidad en elevación.

$\phi_{EA}$  = considerado como el valor mínimo del factor  $\phi_{Ei}$  que involucra a cada piso  $i$  de la estructura en análisis, tomando en cuenta las irregularidades del tipo 1.

$\phi_{EB}$  = considerado como el valor mínimo del factor  $\phi_{Ei}$  que involucra a cada piso  $i$  de la estructura en análisis, tomando en cuenta las irregularidades del tipo 2 y 3.

Actualmente, la normativa NEC-15 establece 4 tipos de irregularidades:

## **2.8. Irregularidad Torsional Tipo 1**

La norma ecuatoriana de la construcción, define lo siguiente de manera textual: “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. En virtud de esto se debe asignar un valor de 0.90 al coeficiente de irregularidad en planta si se cumple con este acápite. No obstante, la penalidad es la misma independientemente de cuantas veces sea mayor la deriva promedio, lo cual no es correcto, pues a mayor diferencia mayor torsión [22], [25]–[28].”

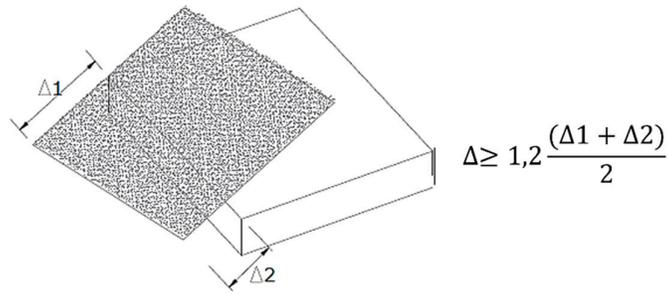


Figura 20. Consideraciones para Irregularidad de tipo 1 / Torsional [25].

### 2.9. Retrocesos excesivos en las esquinas Irregularidad Tipo 2

De manera textual, la norma ecuatoriana de la construcción define lo siguiente: “Para el efecto se considera un retroceso 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 tal y como se observa en la Figura 3. Pero, al igual que en el caso anterior, no se establece un límite en el porcentaje del entrante, pudiendo este llegar a valores tan altos hasta que la forma de la estructura tienda a ser una L; y en este caso el coeficiente sería siempre el mismo 0.90 [22], [25]–[28].”

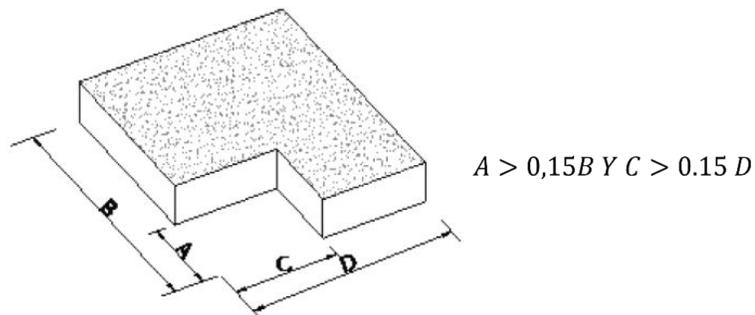


Figura 21. Consideraciones para Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas [25].

### 2.10. Discontinuidades en el sistema de piso Irregularidad Tipo 3

Textualmente la Norma Ecuatoriana de la Construcción: “Este tipo de irregularidad abarca las estructuras que tienden a presentar formas geométricas tipo H, I, y O. La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidad es 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 demás del 50% entre niveles consecutivos (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS Diseño Sismorresistente, 2015). Similar a los casos anteriores, no se establece un límite permisible para el porcentaje de aberturas, entrantes o huecos, debiendo aplicarse la misma penalidad para todos los casos. La Figura 4 muestra dos estructuras cuya forma geométrica corresponde a una O y una I respectivamente, lo cual es considerado como irregularidad en planta [22], [25]–[28].”

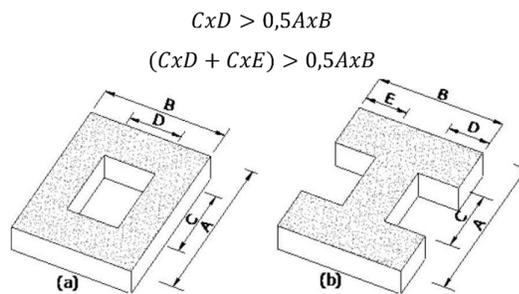


Figura 22. Consideraciones para la Irregularidad Tipo 3 generada en el sistema de piso [25].

### 2.11. Ejes Estructurales no Paralelos Irregularidad Tipo 4

La norma ecuatoriana de la construcción, define lo siguiente de manera textual: “El último caso considera que una estructura es irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, como se muestra en la Figura 5. En cuyo caso, el coeficiente de irregularidad asignado es 0.90 [22], [25]–[28].”

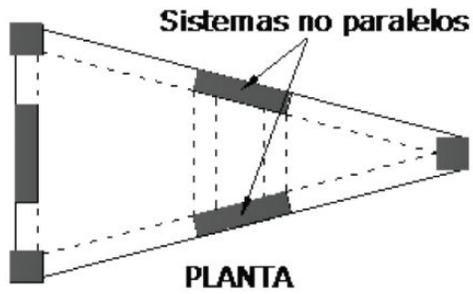


Figura 23. Consideraciones para la Irregularidad Tipo 4 [25].

Si la relación entre el porcentaje de participación que se obtiene en rotación y obtenida en traslación supera el 30%, la torsión en planta se considera importante [22], [25]–[28].

## CAPITULO III

### MARCO METODOLÓGICO

#### 3.1. Ubicación

El presente trabajo de Investigación se realizó en la ciudad de Puyo, Provincia de Pastaza. La Provincia de Pastaza es una de las 24 provincias que constituyen el país del Ecuador y está ubicada en la región amazónica, al nororiente del país [29].

#### 3.2. Equipos y Materiales

- Suministros de oficina.
- Servicio de Internet.
- Computadora
- Software para análisis estructural
- Fichas de datos.
- Bibliográfica
- Software
- Normas y códigos de diseño

#### **Materiales empleados en la modelación y cálculo estructural**

Se detallan a continuación los materiales que fueron tomados en cuenta en el desarrollo de la presente investigación:

Tabla 1. Materiales empleados en la modelación y cálculo estructural

<b>Elemento (s)</b>	<b>Tipo</b>	<b>Normativa</b>
Vigas, viguetas, columnas y escaleras	A36	AISC 360-10
Losa colaborante	A37	Fabricante Kubilosa
Pernos	A490 clase B	AISC 360-16
Placas	A36	AISC 360-16
Soldadura	E60	AISC 360-16
Hormigón	240 kg/cm <sup>2</sup>	NEC 16

### **3.3. Tipo de investigación**

Descriptiva, ya que una vez que se conoció el problema, hecho o situación, se describió mediante el uso de herramientas como la observación, los estudios correlacionales, de desarrollo entre otros. Se planteó preguntas, diseño de hipótesis o supuestos en torno a las causas y efectos de un problema.

### **3.4. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender**

El estudio de las conexiones precalificadas incide en el diseño sismorresistente de una edificación irregular.

### **3.5. Población o muestra**

#### **Población**

La población para el presente trabajo investigativo fueron todas las edificaciones de acero en la ciudad de Puyo, Provincia de Pastaza, misma que se determinó mediante información proporcionada por el departamento de avalúos y catastros de la entidad municipal.

#### **Muestra**

La muestra se seleccionó a través de la elaboración de un estudio no probabilístico y empleando la técnica de muestreo determinístico en base a la población existente, de la cual se seleccionaron 3 modelos estructurales de edificaciones irregulares en acero estructural de baja, mediana y gran altura tomando estas configuraciones estructurales como los modelos más representativos de la zona en estudio.

### 3.6. Recolección de Información

Tabla 2. Recolección de Información, preguntas y explicación.

Preguntas	Explicación
1. ¿Qué se evaluó?	<p>Se evaluó los resultados obtenidos en el análisis estructural de 3 estructuras irregulares en acero estructural, mediante el uso de 2 tipos de conexiones precalificadas establecidas por el AISC 358-16, las cuales fueron:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Conexión de sección de viga reducida (RBS)</li> <li>- Conexión de Placa de Ala Empernada (BFP)</li> </ul>
2. ¿De qué personas u objetos?	Se realizó la evaluación de las secciones de perfiles de acero estructural empleadas para los elementos de vigas, columnas y placas, así como también las soldaduras y pernos que conforman el sistema estructural y las conexiones en análisis.
3. ¿Sobre qué aspectos?	La Incidencia que presentan las edificaciones Irregulares en su diseño sismorresistente cuando se emplean conexiones precalificadas.
4. ¿Quién?	Investigador: Nelson Hernan Sánchez Guevara Tutor: Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI
15. ¿A qué?	<p>Edificaciones irregulares de Acero Estructural de baja, mediana y gran altura.</p> <p>Cada una de las edificaciones a ser analizadas fueron conformadas por columnas y vigas de secciones tipo HEB e IPE respectivamente. Para las losas de los niveles de entepiso se considerará el sistema de placa colaborante.</p>
6. ¿Dónde?	El presente trabajo de investigación se respaldó mediante la bibliografía de la biblioteca y repositorio digital de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, además de artículos científicos relacionados directamente con el tema de investigación.

Tabla 2. Recolección de Información, preguntas y explicación. (Continuación)

<p>7. ¿Cómo y con qué?</p>	<p>Se realizó la respectiva cuantificación de las cargas y un prediseño de los elementos que van a ser parte del sistema estructural de la edificación. Estos valores fueron ingresados en un software especializado de análisis estructural como lo es el Etabs 2016, mismo que proporciona resultados confiables con los cuales se procedió a realizar el análisis de las respectivas conexiones precalificadas, basándose en los criterios de la normativa AISC358-16 en conjunto con la elaboración de las respectivas hojas de cálculo y su comprobación mediante un software especializado en el Diseño Estructural de Conexiones Precalificadas.</p>
----------------------------	---

### 3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico:

La información obtenida se procesó mediante la estructuración y agrupación de cada uno de los datos con la finalidad de responder a:

- Problema de Investigación
- Objetivos
- Hipótesis del estudio

Como análisis estadístico se empleó el Método de Duncan lo que nos permitió realizar una comparación balanceada y óptima en los diseños analizados.

El proceso para el respectivo análisis de los datos obtenidos se lo realizó de la siguiente manera:

- Se describió de manera precisa el tratamiento estadístico de los datos mediante el uso de tablas, cuadros, gráficos, diagramas, etc., mismos que serán resultado del análisis de datos realizado.

- Se describió cada uno de los valores, datos, puntuación y la respectiva distribución de la frecuencia para cada variable analizada.

El diseño de la presente investigación indicó el tipo de análisis que fue requerido para la comprobación de la hipótesis planteada.

### **3.8. Variables respuesta o resultados alcanzados**

Para el presente trabajo de investigación se obtuvo resultados que nos permitieron realizar las respectivas comparaciones entre las conexiones precalificadas más usadas en el Ecuador para edificaciones de acero estructural de baja, mediana y gran altura, analizando su nivel de comportamiento estructural, tipo de construcción y procedimiento de diseño mediante los códigos establecidos y el modelador en un software computacional.

## **CAPITULO IV**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **4.1. Memoria Técnica Estructural Edificio Irregular en Planta y Elevación / Baja Altura / 4 Pisos**

##### **4.1.1. Edificio irregular en planta y en elevación propuesto en esta investigación**

Se plantea una edificación que presente irregularidades en planta y elevación para verificar su comportamiento sismorresistente.

##### **4.1.2. Planta propuesta para edificación de baja altura**

Esta configuración en planta se la realizó para la presencia de irregularidades de tipo 1 torsional, de tipo 2 retrocesos en las esquinas y la irregularidad de tipo 4 ejes no paralelos.

##### **4.1.3. Elevación propuesta para edificación de baja altura**

En este modelo se busca la presencia de irregularidades tipo 1 Piso Flexible y tipo 3 Irregularidad geométrica, de la tabla 14: Coeficientes de irregularidad en elevación. Por lo que se plantea un cambio en las alturas del entrepiso 2 este entrepiso tendrá una altura de 4,00m y en el resto de entrepisos se mantendrá una altura de 2,60m para generar un cambio de la rigidez de piso y la presencia de la irregularidad de tipo 1. Para la presencia de la irregularidad de tipo 3 se propone una reducción de la dimensión en planta del sistema resistente en los pisos 3 y 4.

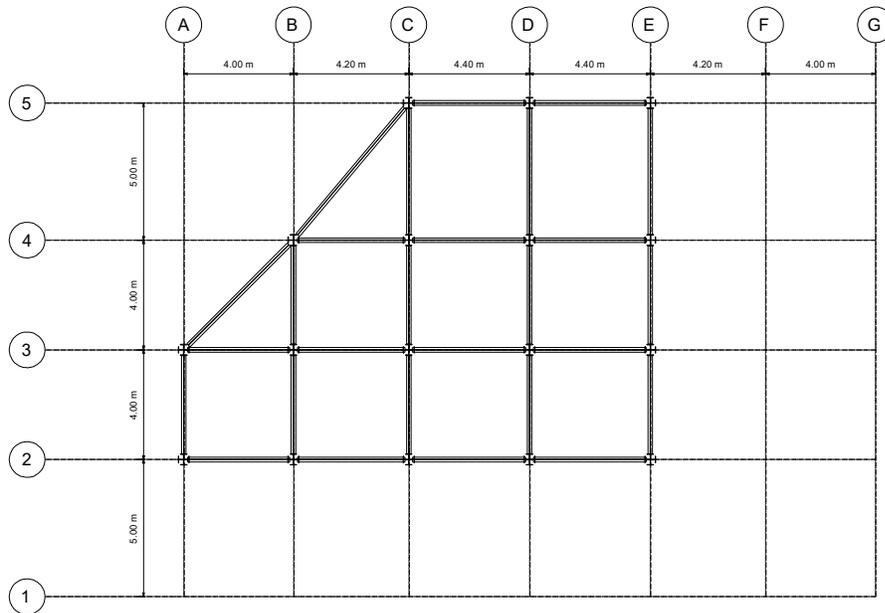


Figura 24. Vista en planta pisos 3-4 / Edificación de baja altura.

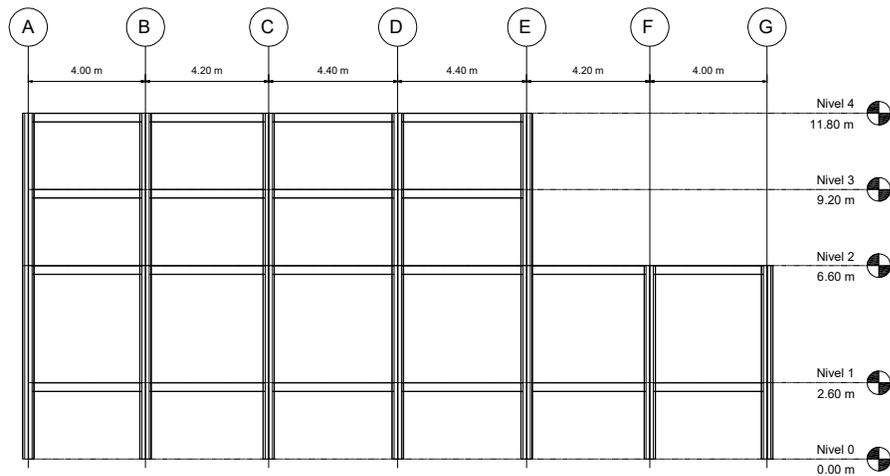


Figura 25. Vista en elevación frontal / Edificación de baja altura.

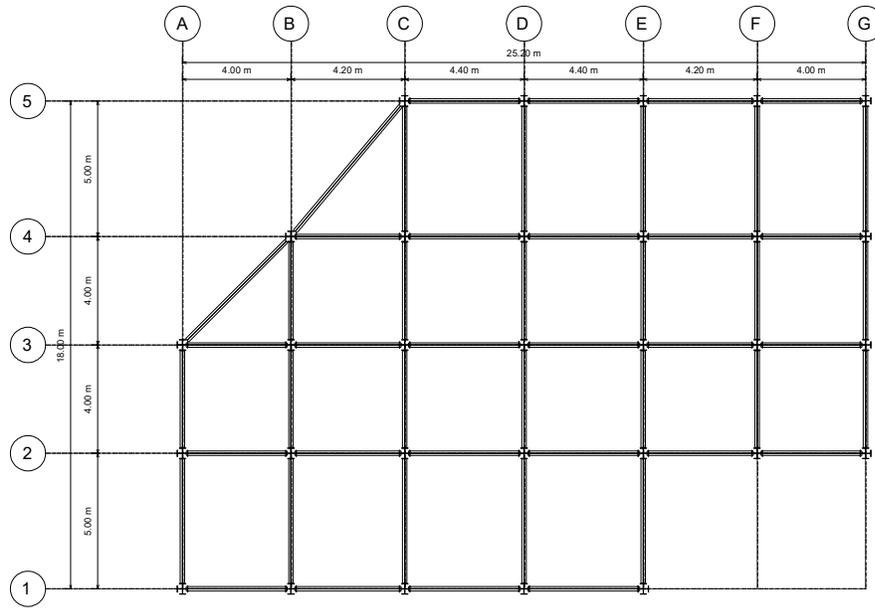


Figura 26. Vista en planta pisos 1-2 / Edificación de baja altura.

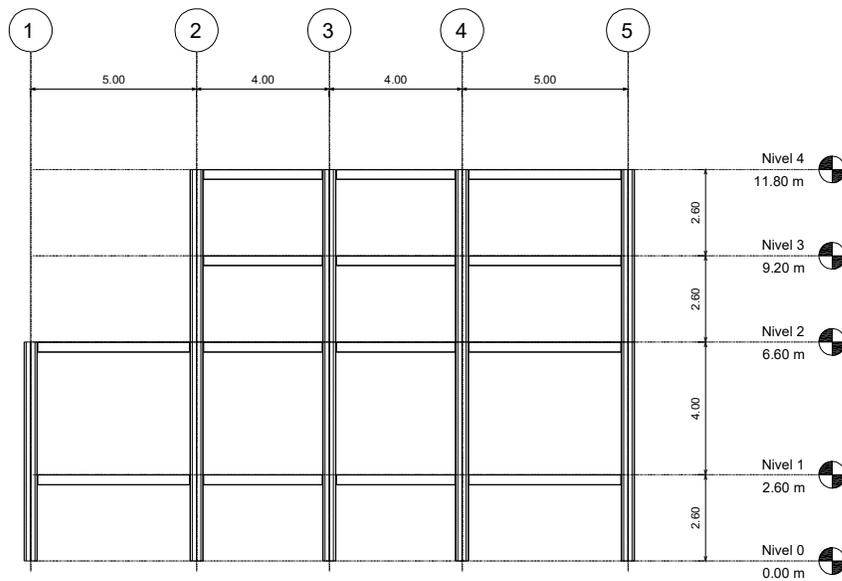


Figura 27. Vista en elevación lateral / Edificación de baja altura.

#### 4.1.4. Cuantificación de Cargas

##### Cálculo de las cargas muertas (CM)

Los valores de carga muerta para la edificación fueron estimados tomando en cuenta los pesos correspondientes las losas de entrepiso, mampostería y demás instalaciones de la edificación. Se obtuvo los siguientes valores para cargas muertas:

Tabla 3. Cargas muertas en la edificación de baja altura.

Ubicación	Cargas Muertas (kN/m <sup>2</sup> )
PISO 1-2	5.16
PISO 3	5.16
PISO 4	3.05

##### Cálculo de las cargas vivas (CV)

Se consideraron los siguientes valores para cargas vivas, mismos que están establecidos por la normativa NEC-15:

Tabla 4. Cargas Vivas en la Edificación de baja altura [25].

Ubicación	Ocupación	Cargas Vivas (kN/m <sup>2</sup> )
PISO 1-2	Departamentos	2
PISO 3	Departamentos	2
PISO 4	Cubierta Inaccesible	0.7

#### 4.1.5. Materiales a utilizar

Las vigas y las columnas serán de un acero ASTM A36 y se considera los factores de fluencia probable y tensión probable descritos en la norma ecuatoriana de la construcción.

Tabla 5. Factor de Fluencia y Tensión Probable / ASTM A36 / Edificación de baja altura [25].

<b>Especificación</b>	<b>Factor de Fluencia Probable (R<sub>y</sub>)</b>	<b>Factor de Tensión Probable (R<sub>t</sub>)</b>
ASTM A36	1.5	1.2

#### 4.1.6. Elementos estructurales de la edificación

Se realizó un pre dimensionamiento de los elementos estructurales vigas secundarias, principales y columnas de todos los pisos de la edificación, mediante un proceso interactivo hasta lograr que se cumpla todos los requisitos normativos teniendo como resultados las siguientes secciones.

Tabla 6. Elementos estructurales edificio irregular en planta y elevación / Edificación de baja altura.

<b>Nº de piso</b>	<b>Columnas</b>	<b>Vigas secundarias</b>	<b>Vigas principales</b>
1	Cruz HEB400-HEB400	IPE 160	IPE 270
2	Cruz HEB400-HEB400	IPE 160	IPE 270
3	Cruz HEB400-HEB400	IPE 160	IPE 270
4	Cruz HEB400-HEB400	IPE 160	IPE 270

#### 4.1.7. Evaluación de irregularidades en el edificio de 4 pisos irregular en planta y elevación propuesto en esta investigación

#### 4.1.8. Irregularidad en planta

El coeficiente de regularidad en planta  $\phi_p$  se considera como el producto del coeficiente  $\phi_{PA}$  que depende de la irregularidad tipo 1-2-3 y de un coeficiente  $\phi_{PB}$  que depende de la irregularidad 4 de la tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta [22], [25]–[28].

#### 4.1.9. Irregularidad de tipo 1 Torsional (Figura 20)

“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. El código americano ASCE 7-16 define una irregularidad torsional extrema 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 1,4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura [22], [25]–[28].”

Tabla 7. Derivas de piso / Edificación de baja altura

N° de piso	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio	Irregularidad
4	X	0.0017	0.0015	1.142	Regular
4	Y	0.0019	0.0017	1.162	Regular
3	X	0.0020	0.0018	1.141	Regular
3	Y	0.0023	0.0020	1.183	Regular
2	X	0.0020	0.0017	1.156	Regular
2	Y	0.0024	0.0019	1.270	Irregular
1	X	0.0009	0.0008	1.156	Regular
1	Y	0.0011	0.0009	1.264	Irregular

En base a los resultados obtenidos anteriormente podemos concluir que para este caso si existe irregularidad torsional, por lo tanto, se procede a considerar un valor de:

$$\phi_{PA} = 0,90.$$

#### 4.1.10. Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas (Figura 21)

“La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta excesivos entrantes en sus esquinas, 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 [22], [25]–[28].”

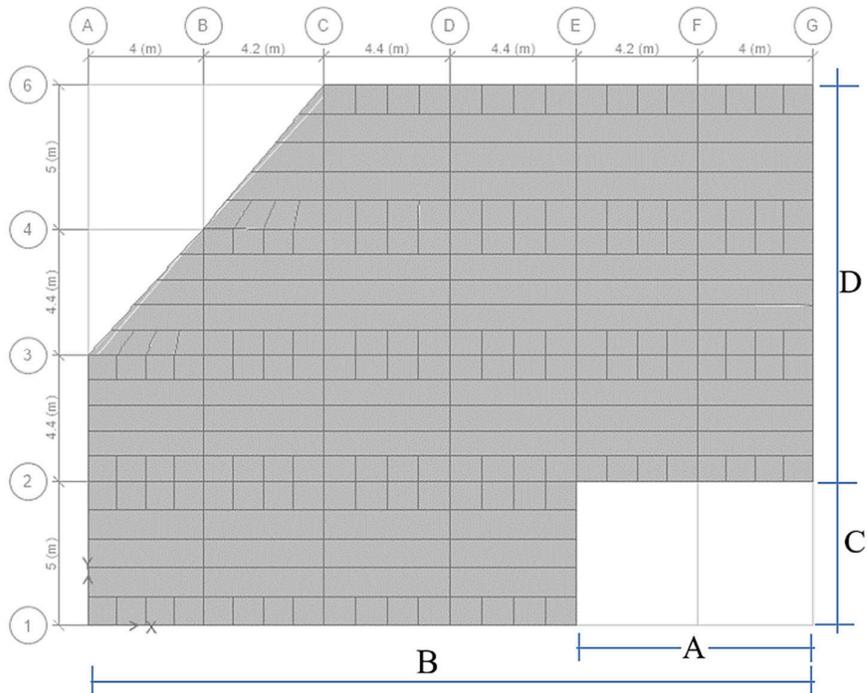


Figura 28. Configuración de la planta para la edificación de baja altura.

Realizamos una verificación de las medidas de la losa y los retrocesos que tiene la misma, tomando en cuenta la relación que establece la NEC-15. Obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 8. Verificación de las medidas y retrocesos en la losa / Edificación de baja altura.

B	18.8	m
0.15B	2.82	m
A	5	m
EXISTE IRREGULARIDAD		
D	25.2	m
0.15D	3.78	m
C	8.2	m
EXISTE IRREGULARIDAD		

El valor calculado de la abertura es mayor que el 15% de la longitud en la que se encuentra la abertura de la losa para ambos sentidos considerados, por lo tanto, si existe una irregularidad generada por los retrocesos en las esquinas de la losa. Se considera un coeficiente de:

$$\phi_{PA} = 0,90$$

#### 4.1.11. Irregularidad del tipo 3 (Figura 22)

“La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas de su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos con áreas mayores al 50% del área total de piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% en niveles consecutivos [22], [25]–[28].”

Este caso de irregularidad no se aplica para la estructura de baja altura ya que la planta propuesta no posee aberturas. Por lo tanto, se considera un factor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.1.12. Irregularidad de tipo 4 (Figura 23)

“La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura [22], [25]–[28].”

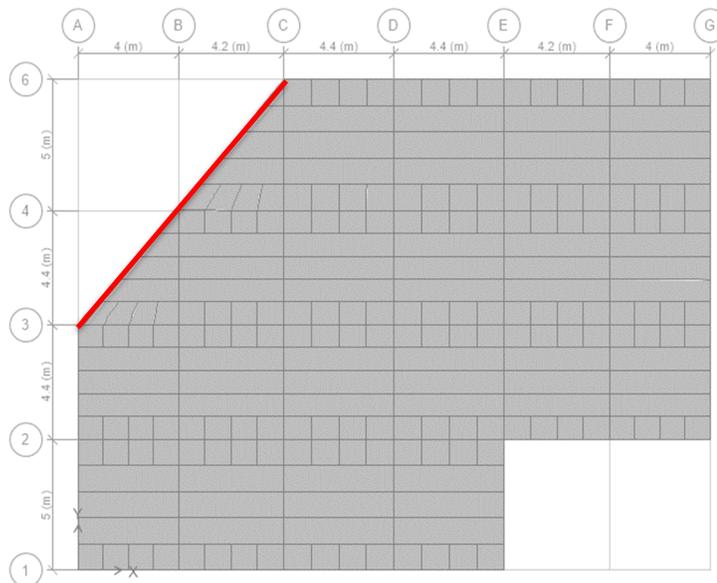


Figura 29. Eje no paralelo entre la columna A3 y C6 / Edificación de baja altura.

Existe un eje no paralelo entre la columna A3 y C6, por lo tanto, se va a considerar un factor de:

$$\phi_{PB} = 0,90$$

#### 4.1.13. Cálculo del Coeficiente de irregularidad en planta

Una vez definido anteriormente los coeficientes  $\phi_{PA}$  y  $\phi_{PB}$ , procedemos a realizar el cálculo del coeficiente de irregularidad en planta mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \phi_P &= \phi_{PA} \phi_{PB} && \text{Ec. 3} \\ \phi_P &= (0,90) (0,90) \\ \phi_P &= 0,81 \end{aligned}$$

#### 4.1.14. Irregularidad en elevación

El coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_E$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{EA}$  que depende de la irregularidad tipo 1 y de un coeficiente  $\phi_{EB}$  que depende de la irregularidad tipo 2 y/o 3 de la tabla 14 Coeficientes de irregularidad en elevación.[22], [25]–[28]

#### 4.1.15. Irregularidad de tipo 1 Piso flexible

“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 [22], [25]–[28].”

Tabla 9. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de baja altura.

N° de piso	Rigidez X	Rigidez X 70%	Irregularidad	Rigidez X 80%	Irregularidad
	tonf/m	tonf/m			
4	5571.449	3900.014	No existe		
3	9467.613	6627.329	No existe		
2	10539.198	7377.439	No existe	6820.869	No existe
1	40277.233	28194.063		16075.745	

Tabla 10. Valores de rigidez en sentido Y para la edificación de baja altura.

N° de piso	Rigidez Y	Rigidez Y 70%	Irregularidad	Rigidez Y 80%	Irregularidad
	tonf/m	tonf/m			
4	4714.947	3300.463	No existe		
3	8219.668	5753.768	No existe		
2	9206.217	6444.352	No existe	5904.222	No existe
1	35148.573	24604.001		14019.855	

En base a lo expuesto anteriormente se puede concluir que no existe presencia de irregularidad de piso flexible, por lo que se considera un factor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.1.16. Irregularidad de tipo 2 Distribución de masas

“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 del piso inferior [22], [25]–[28].”

Tabla 11. Valores de distribución de masas para la edificación de baja altura.

N° de piso	Masa	150% Masa	Condición
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	
4	7.807	11.710	
3	12.477	18.716	Existe
2	24.646	36.969	Existe
1	24.883	37.324	No existe

Por lo tanto, se demuestra que si existe una irregularidad de distribución de masas, obteniendo un coeficiente de:

$$\phi_{PB} = 0,90$$



#### 4.1.18. Coeficiente de irregularidad en elevación

Una vez definido anteriormente los coeficientes  $\phi_{EA}$  y  $\phi_{EB}$ , procedemos a realizar el cálculo del coeficiente de irregularidad en elevación mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\phi_E &= \phi_{EA} \phi_{EB} && \text{Ec. 4} \\ \phi_E &= (1,00) (0,90) \\ \phi_E &= 0,90\end{aligned}$$

#### 4.1.19. Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de baja altura

Establecemos el espectro de aceleraciones para la edificación de baja altura tomando en cuenta todas las características de la zona. (Ver ANEXO 8)

#### 4.1.20. Cálculo de fuerzas sísmicas

Para realizar un prediseño de las fuerzas de piso se realizará un cálculo manual según lo establecido en la norma NE-SE-DS. (Ver ANEXO 23)

#### 4.1.21. Periodo de vibración aproximado

El periodo de vibración de la estructura se determina de manera aproximada según la normativa NEC-SE-DS. (Ver ANEXO 7)

Por lo tanto, el periodo de vibración estimado tendrá el siguiente valor:

$$\begin{aligned}T &= C_t h_n^\alpha && \text{Ec. 5} \\ T &= (0,072) (11,80m)^{0,80} \\ T &= 0,519 \text{ seg}\end{aligned}$$

#### 4.1.22. Modos de vibración

De la tabla de resultados del **Anexo 14**, podemos señalar que el periodo fundamental para la estructura de baja altura tiene un valor de **0,533 seg.**

#### 4.1.23. Participación modal de la masa

La norma ecuatoriana de la construcción establece: “considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas en nuestra estructura”, esto se logra eso con el [25] 8vo modo teniendo una masa modal acumulada de 98% en dirección X y 98,14% en dirección Y [22], [25]–[28].

Como se puede apreciar en la tabla de valores de participación de la masa en el **Anexo 15**, para la edificación de baja la altura los primeros modos 1 y 2 son traslacionales, y el modo 3 es rotacional.

#### 4.1.24. Cortantes basales dinámicos y estáticos

La norma ecuatoriana en el capítulo NEC-SE-DS establece que se debe realizar una corrección del cortante basal dinámico. El cortante que se obtiene empleando cualquier método de análisis dinámico, debe cumplir las siguientes consideraciones [22], [25]–[28]:

Para estructuras regulares:

<80% del cortante basal / método estático.

Para estructuras irregulares:

<85% del cortante basal / método estático.

Tabla 13. Cortante Basal para la edificación de baja altura.

N° de piso	Caso/Combo	VX (T)	VY (T)
1	SH Max	81,96	78,88
1	SX	-114,47	0
1	SY	0	-114,47

Corrección en la dirección X

$$f_{cx} = \frac{(114,47 T) (0,85)}{(81,96 T)} = 1,19$$

Corrección en la dirección Y

$$f_{cy} = \frac{(114,47 T) (0,85)}{(78,88 T)} = 1,24$$

Tabla 14. Cortante Basal corregido para la edificación de baja altura.

N° de piso	Caso/Combo	VX (T)	VY (T)
1	SH Max	97,57	97,78
1	SX	-114,47	0
1	SY	0	-114,47

#### 4.1.25. Derivas de piso

Según NEC-SE-AC para el caso de pórticos especiales a momento con conexiones de viga de sección reducida (RBS) las derivas de pisos elásticas, deben considerar el efecto de la reducción de las alas de las vigas, en caso de que el modelo elástico lineal no considera la reducción de las alas, se deberá incrementar las derivas de piso en un 8% cuando la reducción del ala esté en el orden del 50% del ancho de la viga [22], [25]–[28].

En la norma NEC-SE-DS se establece el límite máximo de deriva de piso  $\Delta M$  y para estructuras metálicas tiene un valor de 0.02, el mismo que no se supera en ningún piso de la edificación. (Ver ANEXO 11 y ANEXO 16)

#### 4.1.26. Diseño de Conexiones precalificadas para la edificación de baja altura

Se realizará el diseño de las conexiones RBS y BFP de la columna D3 de la primera planta.

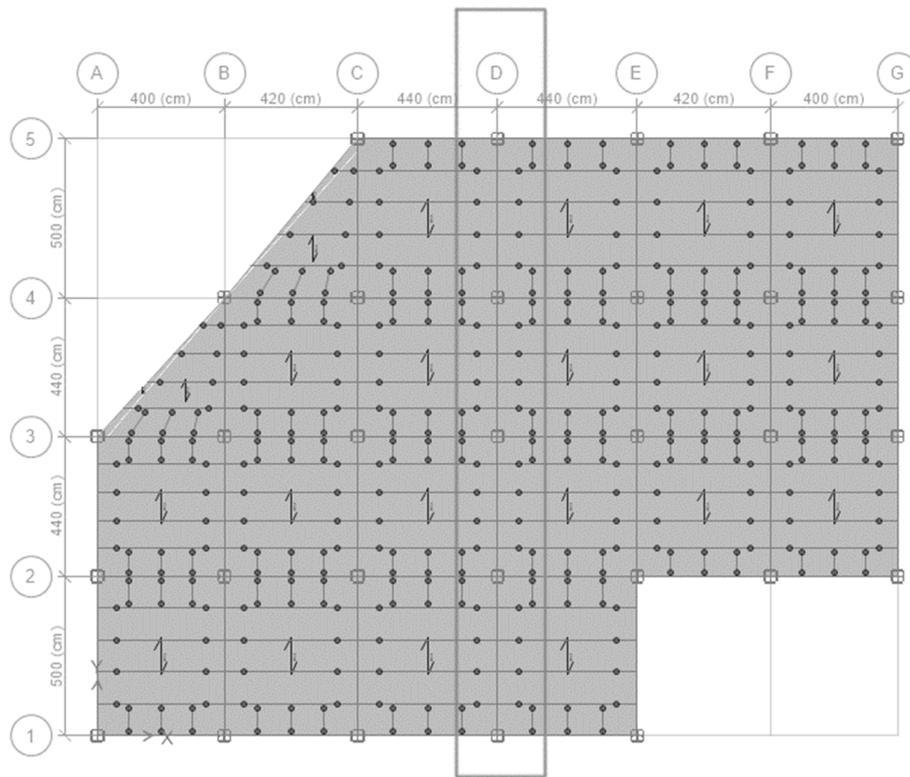


Figura 31. Columna D3 para el diseño de las conexiones precalificadas.

#### 4.1.27. Limitaciones de vigas y columnas para las Conexiones RBS y BFP

A continuación, se van a señalar las limitaciones que tiene la sección de la viga para las conexiones RBS y BFP:

##### Limitaciones de la viga para las conexiones RBS y BFP

- El peralte máximo de la viga deberá ser 920 mm.
- El peso máximo de la viga deberá ser 447 kg/m (RBS) y 223 kg/m (BFP).
- El espesor del ala deberá ser máximo 44 mm (RBS) y 25 mm (BFP).
- Para la conexión RBS, la relación de luz libre / peralte deberá ser mayor a 7 para pórticos especiales a momento SMF y 5 para pórticos intermedios a momento IMF.
- Para la conexión BFP, la relación de luz libre / peralte deberá ser mayor a 9 para pórticos especiales a momento SMF y 7 para pórticos intermedios a momento IMF.

- La viga deberá cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC para sus relaciones alma – espesor y ala – espesor.

Tabla 15. Dimensiones de la viga IPE 270 / Edificación de baja altura [30].

<b>d(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>b<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>
270	6.6	135	10.2

Tabla 16. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga IPE 270 / Edificación de baja altura [30].

<b>Relaciones ancho - espesor</b>	
Alma	Alas
33.27	6.617
<b>Límites AISC 341-16</b>	
Alma	Alas
60.44	7.526

- Se deberá proveer un arriostramiento lateral a la viga según los establecido en las consideraciones sísmicas de la norma AISC.

Figura 17. Consideración para arriostramiento lateral a la viga / Edificación de baja altura [30].

<b>l<sub>b</sub> (cm)</b>	<b>l<sub>b</sub> máximo (cm)</b>
105	158,96

### **Limitaciones de la columna para las conexiones RBS y BFP**

- El peralte máximo de la columna deberá ser 920 mm.
- Las vigas deberán conectarse a las alas de la columna
- No existe un límite de peso/m para las columnas
- La columna deberá cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC para sus relaciones alma – espesor y ala – espesor.

Tabla 18. Dimensiones de la viga HEB 400 / Edificación de baja altura [30].

<b>d(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>b<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>
400	13.5	300	24

Tabla 19. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga HEB 400 / Edificación de baja altura [30].

<b>Relaciones ancho - espesor</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
22.07	6.25
<b>Límites AISC 341-16</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
53.72	7.526

- Se deberá proveer un arriostramiento lateral a la columna según los establecido en las consideraciones sísmicas de la norma AISC.

Tabla 20. Consideración para arriostramiento lateral a la columna / Edificación de baja altura [30].

<b>l<sub>b</sub> (cm)</b>	<b>l<sub>b</sub> máximo (cm)</b>
373	388.44

#### **4.1.28. Comparación de resultados**

Finalmente, se realiza un cuadro resumen con todos los resultados obtenidos en el diseño de las conexiones RBS y BFP para edificación de baja altura:

Tabla 21. Comparación de resultados para la edificación de baja altura [30].

RESULTADOS CONEXIÓN RBS			RESULTADOS CONEXIÓN BFP		
Momento probable en la rótula plástica			Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$			$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_{yb}$		
M <sub>pr</sub>	14,806	Tm	M <sub>pr</sub>	22,05	Tm
Corte esperado en la rótula plástica			Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_p + V_g$			$V_u = V_p + V_g$		
V <sub>p</sub>	8,272	T	V <sub>p</sub>	13,047	T
V <sub>g</sub>	5,669	T	V <sub>g</sub>	5,352	T
V <sub>RBS</sub>	13,94	T	V <sub>U</sub>	18,399	T
Momento en la cara de la columna			Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$			$M_f = M_{pr} + V_u S_h$		
M <sub>pr</sub>	14,806	Tm	M <sub>pr</sub>	22,05	Tm
S <sub>h</sub>	0,21	m	S <sub>h</sub>	0,31	m
V <sub>RBS</sub>	13,94	T	V <sub>U</sub>	18,399	T
M <sub>f</sub>	17,734	Tm	M <sub>f</sub>	27,754	Tm
Criterio de columna fuerte - viga debil			Criterio de columna fuerte - viga debil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$			$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
∑M <sub>pb</sub>	54,201	Tm	∑M <sub>pb</sub>	57,408	Tm
∑M <sub>pc</sub>	143,31	Tm	∑M <sub>pc</sub>	143,306	Tm
∑M <sub>pc</sub> /∑M <sub>pb</sub>	2,64		∑M <sub>pc</sub> /∑M <sub>pb</sub>	2,496	
Fuerza requerida para diseñar la zona panel			Fuerza requerida para diseñar la zona panel		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$			$R_{dp} = R_u - \phi_v R_v$		
R <sub>dp</sub>	86,81	T	R <sub>dp</sub>	96,799	T
Espesor requerido en la zona panel			Espesor requerido en la zona panel		
t <sub>cpreq</sub>	1,43	cm	t <sub>cpreq</sub>	1,594	cm
Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad			Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$			$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		
F <sub>req</sub>	17,41	T	F <sub>req</sub>	24,823	T
Espesor requerido planchas de continuidad			Espesor requerido planchas de continuidad		
t <sub>req</sub>	3,33	mm	t <sub>req</sub>	7,65	mm

Finalmente, realizamos una comparación entre los resultados obtenidos de manera analítica y los resultados que nos muestra un software de diseño de conexiones de acero como lo es el “Ram Connection - Versión Estudiantil”. Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 22. Chequeo Demanda - Capacidad de la conexión RBS / Edificación de baja altura [30].

Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$		
$M_{pr}$	14,806	Tm
Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_p + V_g$		
$V_p$	8,272	T
$V_g$	5,669	T
$V_{RBS}$	13,94	T
Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$		
$M_{pr}$	14,806	Tm
$S_h$	0,21	m
$V_{RBS}$	13,94	T
$M_f$	17,734	Tm
Momento plástico de la viga		
$M_{pe} = R_y F_y Z_x$		
$M_{pe}$	18,375	Tm
Demanda / Capacidad		
D/C	<b>0.97</b>	

<u>Cargas sísmicas</u>					
Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	18.38	17.73	CM	<b>0.97</b>
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	14.81			
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	20.52			
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	13.94			
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	17.73			
<b>Relación de resistencia crítica global</b>		<b>0.97</b>			

Figura 32. Reporte Demanda - Capacidad RBS / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de baja altura.

En base a los resultados obtenidos podemos concluir que los valores de la relación Demanda – Capacidad en conexión RBS son similares tanto en el cálculo analítico como en el cálculo realizado en el Software computacional. (Ver Anexo 26)

Tabla 23. Chequeo de la conexión BFP / Edificación de baja altura [30].

Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} F_y R_y Z_x$		
$M_{pr}$	22,05	Tm
Corte esperado en la rótula plástica		
$V_U = V_p + V_g$		
$V_p$	13,047	T
$V_g$	5,352	T
$V_U$	18,399	T
Momento en la cara de la columna		
$M_{pe} = R_y F_y Z_x$		
$M_{pr}$	22,05	Tm
$S_h$	0,31	m
$V_U$	18,399	T
$M_f$	27,754	Tm
Fuerza debido al $M_f$		
$F_{pr}$	94,081	T
Rotura de la plancha de ala a tracción		
$R_n$	151,461	T
$\phi_n R_n$	136,314	T
Bloque de la plancha del ala - falla interna		
$R_n$	293,328	T
$\phi_n R_n$	263,995	T
Bloque de la plancha del ala - falla en los bordes		
$R_n$	313,713	T
$\phi_n R_n$	282,334	T
Bloque de cortante ala de la viga		
$R_n$	109,281	T
$\phi_n R_n$	98,353	T
Falla por compresión de la plancha del ala		
$P_n$	500,81	T
$\phi_n P_n$	450,725	T

$$C_{pr} = \text{Min}((F_y + F_u)/(2 \cdot F_u), 1.2)$$

$$= \text{Min}((2531.04 \text{ [kg/cm}^2\text{]} + 4077.78 \text{ [kg/cm}^2\text{]}) / (2 \cdot 2531.04 \text{ [kg/cm}^2\text{]}), 1.2)$$

$$= 1.2$$

AISC 358 Eq. 2.4.3-2

$$M_{pr} = (C_{pr}/1.0) \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$= (1.2/1) \cdot 1.5 \cdot 2531.04 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \cdot 399.864 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$= 18.217 \text{ [T} \cdot \text{m]}$$

AISC 358 Eq. 2.4.3-1

$$V_p = 2 \cdot M_{pr} / L^1 + V_g$$

$$= 2 \cdot 18.217 \text{ [T} \cdot \text{m}] / 338 \text{ [cm]} + 5.352 \text{ [T]}$$

$$= 16.131 \text{ [T]}$$

FEMA-350 p. 3-8

$$M_r = M_{pr} + V_{gBS} \cdot S_h$$

$$= 18.217 \text{ [T} \cdot \text{m}] + 16.131 \text{ [T]} \cdot 31 \text{ [cm]}$$

$$= 23.218 \text{ [T} \cdot \text{m]}$$

AISC 358 Eq. 5.8-6

Provisiones Sísmicas						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	435.02	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	435.02	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton]	177.49	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton]	177.49	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton]	112.31	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton]	112.31	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	25.03	24.91	CM	1.00	FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	38.92	24.91	CM	0.64	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	38.92	24.91	CM	0.64	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	19.85	24.91	CM	1.25	FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	100.74	24.91	CM	0.25	FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
<b>Relación de resistencia crítica global</b>		<b>1.25</b>				

Figura 33. Reporte de “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de baja altura.

En base a los resultados obtenidos podemos concluir que el diseño según AISC 358-16 realizado mediante cálculo manual es más exigente al obtener un momento en la cara de la columna mayor que el cálculo realizado en el Software computacional. Sin embargo, el Software realiza los chequeos de capacidad con la normativa FEMA 350, el chequeo de rotura de la sección neta del ala de la viga es el más exigente en el diseño con Software especializado. (Ver Anexo 29)

## 4.2. Memoria Técnica Estructural Edificio Irregular en Planta / 8 Pisos / Mediana Altura.

### 4.2.1. Edificio irregular en planta propuesto en esta investigación para edificación de mediana altura

El coeficiente de regularidad en planta  $\phi_P$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{PA}$  que depende de la irregularidad tipo 1-2-3 y de un coeficiente  $\phi_{PB}$  que depende de la irregularidad 4 de la tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta, se plantea una edificación que presente estas irregularidades y así generar una edificación bastante irregular en planta, pero regular en elevación [22], [25]–[28].

### 4.2.2. Planta propuesta para edificación de mediana altura

Esta configuración en planta se la realizó para la presencia de irregularidades de tipo 1 torsional, de tipo 2 retrocesos en las esquinas y la irregularidad de tipo 4 ejes no paralelos.

### 4.2.3. Elevación propuesta para edificación de mediana altura

Se propone una configuración en elevación bastante regular en este modelo se busca evidenciar el efecto de las irregularidades en planta por lo que todos los entrepisos tendrán una altura de 3m y la ocupación será una edificación de departamentos de 8 pisos.

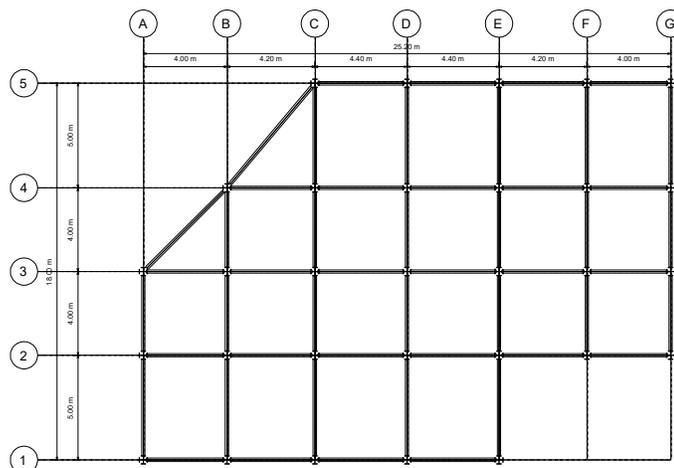


Figura 34. Vista en planta de todos los niveles / Edificación de Edificación de mediana altura

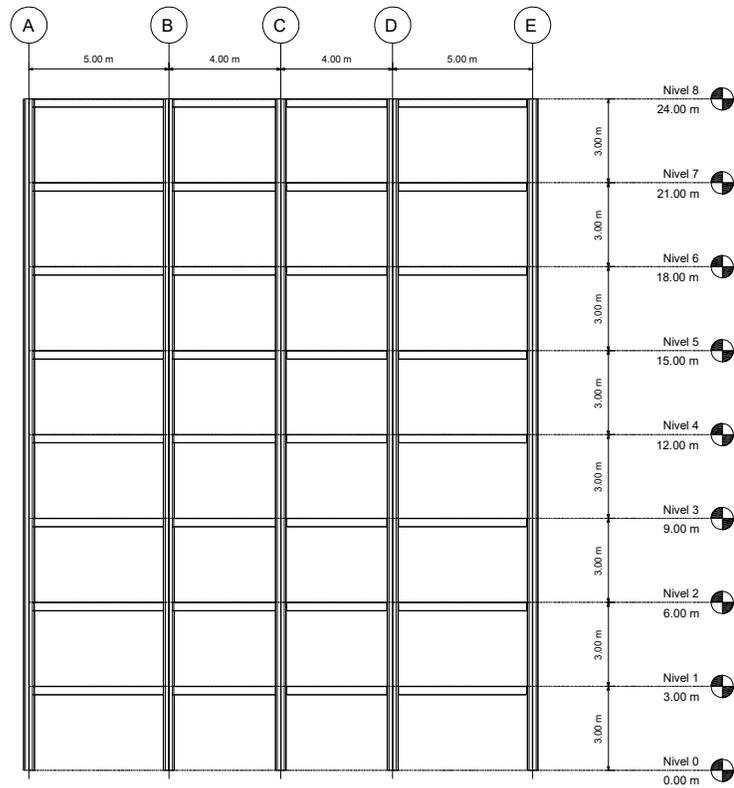


Figura 35. Vista en elevación / Edificación de mediana altura

#### 4.2.4. Cuantificación de cargas

##### Cálculo de las cargas muertas (CM)

Los valores de carga muerta para la edificación fueron estimados tomando en cuenta los pesos correspondientes las losas de entrepiso, mampostería y demás instalaciones de la edificación. Se obtuvo los siguientes valores para cargas muertas:

Tabla 24. Cargas muertas en la Edificación de mediana altura

Ubicación	Cargas Muertas (kN/m <sup>2</sup> )
PISO 1-2-3 4-5-6-7	5.16
PISO 8	3.05

### Cálculo de las cargas vivas (CV)

Se consideraron los siguientes valores para cargas vivas, mismos que están establecidos por la normativa NEC-15:

Tabla 25. Cargas Vivas en la Edificación de mediana altura [25].

<b>Ubicación</b>	<b>Ocupación</b>	<b>Cargas Vivas (kN/m<sup>2</sup>)</b>
PISO 1-2-3-4-5-6-7	Departamentos	2
PISO 8	Cubierta Inaccesible	0.7

#### 4.2.5. Materiales a utilizar

Las vigas y las columnas serán de un acero ASTM A36 y se considera los factores de fluencia probable y tensión probable descritos en la norma ecuatoriana de la construcción.

Tabla 26. Factor de Fluencia y Tensión Probable / ASTM A36 / Edificación de mediana altura [25].

<b>Especificación ASTM</b>	<b>Factor de Fluencia Probable (R<sub>y</sub>)</b>	<b>Factor de Tensión Probable (R<sub>t</sub>)</b>
ASTM A36	1.5	1.2

#### 4.2.6. Elementos estructurales de la edificación

Se realizó un pre dimensionamiento de los elementos estructurales vigas secundarias, principales y columnas de todos los pisos de la edificación, mediante un proceso interactivo hasta lograr que se cumpla todos los requisitos normativos teniendo como resultados las siguientes secciones.

Tabla 27. Elementos estructurales / Edificación de mediana altura

Nº de piso	Columnas	Vigas secundarias	Vigas principales
1	Cruz HEB700-HEB600	IPE 160	IPE 360
2	Cruz HEB700-HEB600	IPE 160	IPE 360
3	Cruz HEB700-HEB600	IPE 160	IPE 360
4	Cruz HEB700-HEB600	IPE 160	IPE 360
5	Cruz HEB600-HEB500	IPE 160	IPE 360
6	Cruz HEB600-HEB500	IPE 160	IPE 300
7	Cruz HEB500-HEB400	IPE 160	IPE 300
8	Cruz HEB500-HEB400	IPE 160	IPE 270

#### 4.2.7. Evaluación de irregularidades en el edificio de 8 pisos irregular en planta propuesto en esta investigación

#### 4.2.8. Irregularidad en planta

El coeficiente de regularidad en planta  $\phi_P$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{PA}$  que depende de la irregularidad tipo 1-2-3 y de un coeficiente  $\phi_{PB}$  que depende de la irregularidad 4 de la tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta.[22], [25]–[28]

#### 4.2.9. Irregularidad de tipo 1 Torsional (Figura 20)

“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. El código americano ASCE 7-16 define una irregularidad torsional extrema 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 1,4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura.”[22], [25]–[28]

Tabla 28. Derivas de piso / Edificación de mediana altura.

Nº de piso	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio	Irregularidad
8	0.00143	0.00136	1.053	Regular
8	0.00177	0.00165	1.068	Regular
7	0.00185	0.00177	1.047	Regular
7	0.00210	0.00197	1.067	Regular
6	0.00205	0.00195	1.050	Regular
6	0.00227	0.00212	1.067	Regular
5	0.00209	0.00199	1.049	Regular
5	0.00230	0.00215	1.068	Regular
4	0.00212	0.00203	1.048	Regular
4	0.00229	0.00215	1.070	Regular
3	0.00209	0.00200	1.045	Regular
3	0.00219	0.00205	1.071	Regular
2	0.00179	0.00171	1.043	Regular
2	0.00180	0.00168	1.074	Regular
1	0.00089	0.00086	1.042	Regular
1	0.00086	0.00080	1.077	Regular

En base a los resultados obtenidos anteriormente podemos concluir que para este caso no existe irregularidad torsional, por lo tanto, se procede a considerar un valor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.2.10. Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas (Figura 21)

“La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta excesivos entrantes en sus esquinas, 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 [22], [25]–[28].”

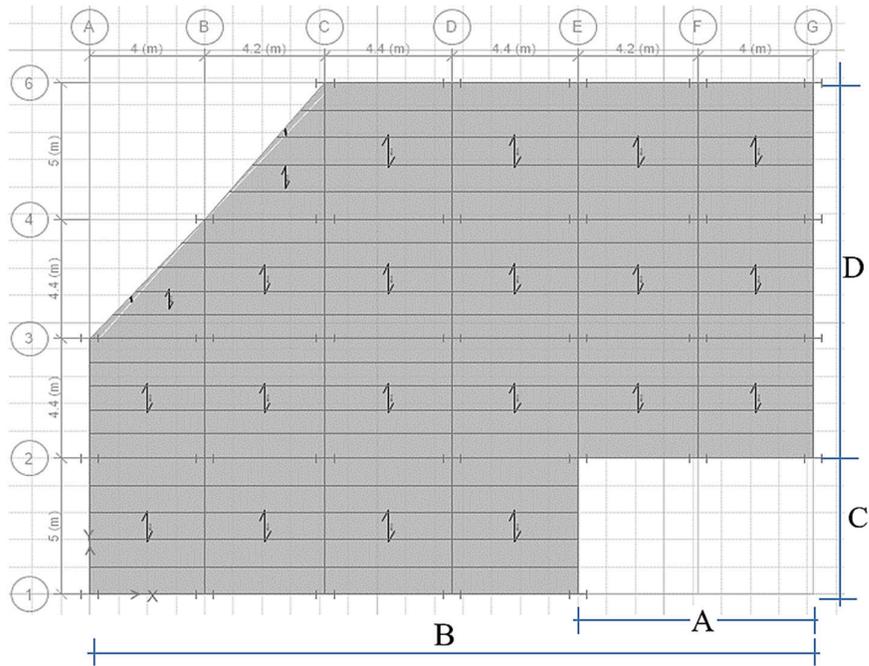


Figura 36. Configuración de la planta para la edificación de mediana altura.

Realizamos una verificación de las medidas de la losa y los retrocesos que tiene la misma, tomando en cuenta la relación que establece la NEC-15. Obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 29. Verificación de las medidas y retrocesos en la losa / Edificación de mediana altura.

B	18.8	m
0.15B	2.82	m
A	5	m
EXISTE IRREGULARIDAD		
D	25.2	m
0.15D	3.78	m
C	8.2	m
EXISTE IRREGULARIDAD		

El valor calculado de la abertura es mayor que el 15% de la longitud en la que se encuentra la abertura de la losa para ambos sentidos considerados, por lo tanto, si existe una irregularidad generada por los retrocesos en las esquinas de la losa. Se considera un coeficiente de:

$$\phi_{PA} = 0,90$$

#### 4.2.11. Irregularidad de tipo 3 (Figura 22)

“La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas de su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos con áreas mayores al 50% del área total de piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% en niveles consecutivos [22], [25]–[28].”

Este caso de irregularidad no se aplica para la estructura de mediana altura ya que la planta propuesta no posee aberturas. Por lo tanto, se considera un factor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.2.12. Irregularidad de tipo 4 (Figura 23)

“La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura [22], [25]–[28].”

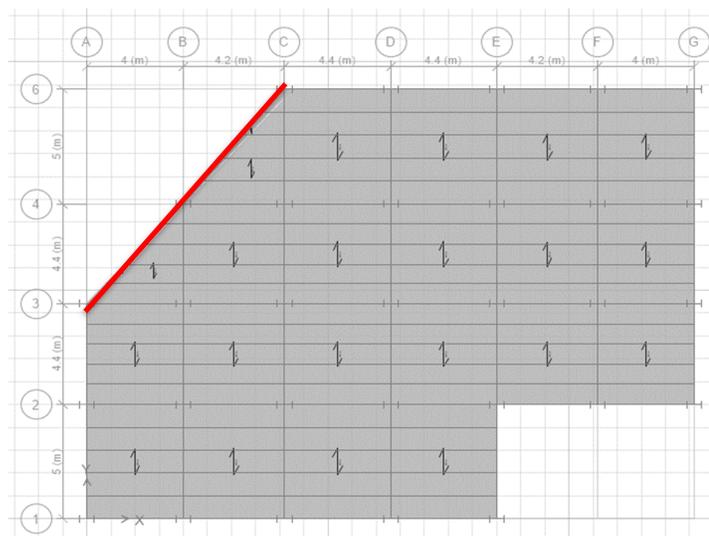


Figura 37. Eje no paralelo entre la columna A3 y C6 / Edificación de mediana altura

Existe un eje no paralelo entre la columna A3 y C6, por lo tanto, se va a considerar un factor de:

$$\phi_{PB} = 0,90$$

#### 4.2.13. Cálculo del Coeficiente de irregularidad en planta

Una vez definido anteriormente los coeficientes  $\phi_{PA}$  y  $\phi_{PB}$ , procedemos a realizar el cálculo del coeficiente de irregularidad en planta mediante la siguiente expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB} \quad \text{Ec. 6}$$

$$\phi_P = (0,90) (0,90)$$

$$\phi_P = 0,81$$

#### 4.2.14. Irregularidad en elevación

“El coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_E$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{EA}$  que depende de la irregularidad tipo 1 y de un coeficiente  $\phi_{EB}$  que depende de la irregularidad tipo 2 y/o 3 de la tabla 14 de la NEC-SE-CG, Coeficientes de irregularidad en elevación [22], [25]–[28].”

#### 4.2.15. Irregularidad de tipo 1 Piso flexible

“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 [22], [25]–[28].”

Tabla 30. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de mediana altura.

N° de piso	Rigidez X	Rigidez X 70%	Irregularidad	Rigidez X 80% PROM	Irregularidad
	tonf/m	tonf/m			
8	9385.712	6569.9984	No existe		
7	16424.66	11497.262	No existe		
6	21846.505	15292.5535	No existe	12708.50053	No existe
5	27085.731	18960.0117	No existe	17428.5056	No existe
4	31056.725	21739.7075	No existe	21330.3896	No existe

Tabla 30. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de mediana altura.

(Continuación)

3	34786.396	24350.4772	No existe	24781.0272	No existe
2	43088.131	30161.6917	No existe	29048.33387	No existe
1	87925.613	61547.9291			

Tabla 31. Valores de rigidez en sentido Y para la edificación de mediana altura.

N° de piso	Rigidez Y	Rigidez Y 70%	Irregularidad	Rigidez Y 80% PROM	Irregularidad
	tonf/m	tonf/m			
8	7866.26	5506.382	No existe		
7	14815.698	10370.9886	No existe		
6	20043.743	14030.6201	No existe	11393.52027	No existe
5	24904.949	17433.4643	No existe	15937.17067	No existe
4	29014.207	20309.9449	No existe	19723.43973	No existe
3	33520.256	23464.1792	No existe	23317.17653	No existe
2	43258.994	30281.2958	No existe	28211.58853	No existe
1	92526.445				

En base a lo expuesto anteriormente se puede concluir que no existe presencia de irregularidad de piso flexible, por lo que se considera un factor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.2.16. Irregularidad de tipo 2 Distribución de masas

“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 del piso inferior [22], [25]–[28].”

Tabla 32. Valores de distribución de masas para la edificación de mediana altura.

N° de piso	Masa	150% Masa	CONDICION
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	
8	15.72639	23.590	
7	25.89969	38.850	Existe
6	26.13164	39.197	No existe
5	26.68988	40.035	No existe
4	26.90337	40.355	No existe
3	27.14595	40.719	No existe
2	27.14595	40.719	No existe
1	27.14595	40.719	No existe

Por lo tanto, se demuestra que no existe una irregularidad de distribución de masas, obteniendo un coeficiente de:

$$\phi_{PB} = 1$$

#### 4.2.17. Irregularidad de tipo 3 Irregularidad geométrica

“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 [22], [25]–[28].”

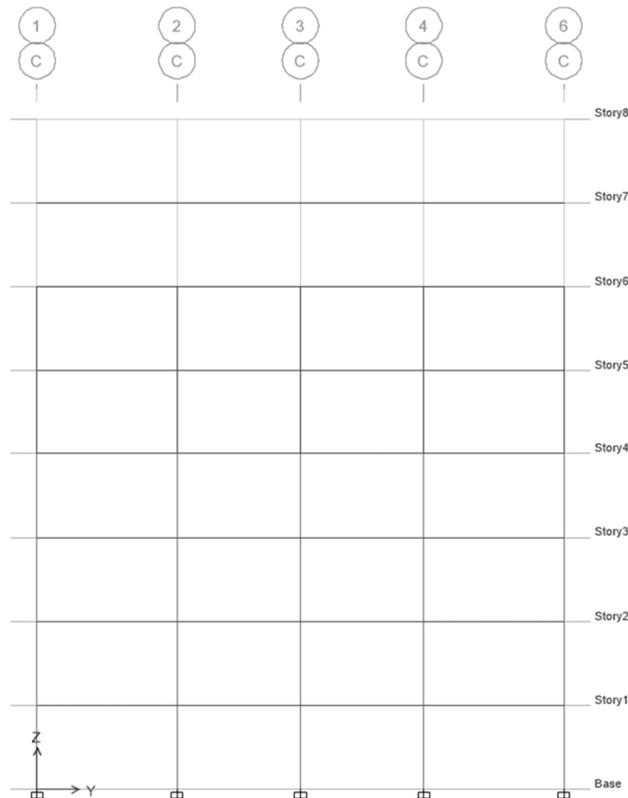


Figura 38. Detalle de elevación en planta para la edificación de mediana altura.

Para este caso, no existe una irregularidad geométrica debido a que las dimensiones en planta para el sistema resistente planteado son iguales para todos los pisos. Por lo tanto, se va a considerar un factor de:

$$\phi_{PB} = 1$$

#### 4.2.18. Coeficiente de irregularidad en elevación

Una vez definido anteriormente los coeficientes  $\phi_{EA}$  y  $\phi_{EB}$ , procedemos a realizar el cálculo del coeficiente de irregularidad en elevación mediante la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB} \quad \text{Ec. 7}$$

$$\phi_E = (1,00) (1,00)$$

$$\phi_E = 1$$

#### 4.2.19. Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de Mediana Altura

Establecemos el espectro de aceleraciones para la edificación de mediana altura tomando en cuenta todas las características de la zona. (Ver Anexo 9)

#### 4.2.20. Cálculo de fuerzas sísmicas

Para realizar un prediseño de las fuerzas de piso se realizará un cálculo manual según lo establecido en la norma NE-SE-DS. (Ver Anexo 24)

#### 4.2.21. Periodo de vibración aproximado

El periodo de vibración de la estructura se determina de manera aproximada según la NEC-SE-DS. (Ver Anexo 7)

Por lo tanto, el periodo de vibración estimado tendrá el siguiente valor:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 8}$$

$$T = (0,072) (24m)^{0.80}$$

$$T = 0,915 \text{ seg}$$

#### 4.2.22. Modos de vibración

De la tabla de resultados del ANEXO 17, podemos señalar que el periodo fundamental para la estructura de mediana altura tiene un valor de **0.868 seg.**

#### 4.2.23. Participación modal de la masa

“La norma ecuatoriana de la construcción establece que se debe considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura”, [25] en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas en nuestra estructura se logra eso con el 8vo modo teniendo una masa modal acumulada de 92,25% en dirección X y 91,98% en dirección Y.[22], [25]–[28]

Como se puede apreciar en la tabla de valores de participación de la masa del ANEXO 18, para la edificación de mediana altura los primeros modos 1 y 2 son traslacionales, y el modo 3 es rotacional.

#### 4.2.24. Cortantes basales dinámicos y estáticos

La norma ecuatoriana en el capítulo NEC-SE-DS establece que se debe realizar una corrección del cortante basal dinámico. El cortante que se obtiene empleando cualquier método de análisis dinámico, debe cumplir las siguientes consideraciones [22], [25]–[28]:

Para estructuras regulares:

<80% del cortante basal / método estático.

Para estructuras irregulares:

<85% del cortante basal / método estático.

Tabla 33. Cortante Basal para la edificación de mediana altura.

N° de piso	Caso/Combo	VX (T)	VY (T)
1	SH Max	226.5346	222.1326
1	SX	-299.2962	0
1	SY	0	-299.2962

Corrección en la dirección X

$$f_{cx} = \frac{(299,296 T)(0.85)}{(226,53 T)} = 1,12$$

Corrección en la dirección Y

$$f_{cy} = \frac{(299,296 T) (0.85)}{(222,13 T)} = 1,15$$

Tabla 34. Cortante Basal corregido para la edificación de mediana altura.

Story	Load Case/Combo	VX (T)	VY (T)
Story1	SH Max	256.1067	255.3329
Story1	SX	-299.2962	0
Story1	SY	0	-299.2962

#### 4.2.25. Derivas de piso

“Según NEC-SE-AC para el caso de pórticos especiales a momento con conexiones de viga de sección reducida (RBS) las derivas de pisos elásticas,[25] deben considerar el efecto de la reducción de las alas de las vigas, en caso de que el modelo elástico lineal no considera la reducción de las alas, se deberá incrementar las derivas de piso en un 8% cuando la reducción del ala este en el orden del 50% del ancho de la viga.”[22], [25]–[28]

En la norma NEC-SE-DS se establece el límite máximo de deriva de piso  $\Delta M$  y para estructuras metálicas tiene un valor de 0.02, el mismo que no se supera en ningún piso de la edificación. (Ver ANEXO 13 y ANEXO 19)

#### 4.2.26. Diseño de Conexiones precalificadas para la edificación de mediana altura

Se realizará el diseño de las conexiones RBS y BFP de la columna D3 de la primera planta.

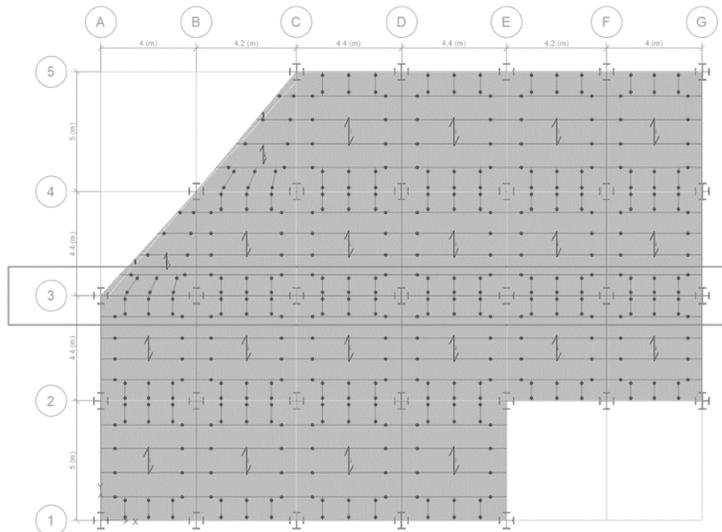


Figura 39. Columna D3 para el diseño de las conexiones precalificadas.

#### 4.2.27. Limitaciones de vigas y columnas para las Conexiones RBS y BFP

A continuación, se van a señalar las limitaciones que tiene la sección de la viga para las conexiones RBS y BFP:

### Limitaciones de la viga para las conexiones RBS y BFP

- El peralte máximo de la viga deberá ser 920 mm.
- El peso máximo de la viga deberá ser 447 kg/m (RBS) y 223 kg/m (BFP).
- El espesor del ala deberá ser máximo 44 mm (RBS) y 25 mm (BFP).
- Para la conexión RBS, la relación de luz libre / peralte deberá ser mayor a 7 para pórticos especiales a momento SMF y 5 para pórticos intermedios a momento IMF.
- Para la conexión BFP, la relación de luz libre / peralte deberá ser mayor a 9 para pórticos especiales a momento SMF y 7 para pórticos intermedios a momento IMF.
- La viga deberá cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC para sus relaciones alma – espesor y ala – espesor.

Tabla 35. Dimensiones de la viga IPE 360 / Edificación de mediana altura [30].

<b>d(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>b<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>
360	8	170	12.7

Tabla 36. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga IPE 360 / Edificación de mediana altura [30].

<b>Relaciones ancho - espesor</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
37.325	6.69
<b>Límites AISC 341-16</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
60.44	7.526

- Se deberá proveer un arriostramiento lateral a la viga según los establecido en las consideraciones sísmicas de la norma AISC.

Tabla 37. Consideración para arriostramiento lateral a la viga / Edificación de mediana altura [30].

<b>l<sub>b</sub> (cm)</b>	<b>l<sub>b</sub> máximo (cm)</b>
110	199.05

### Limitaciones de la columna para las conexiones RBS y BFP

- El peralte máximo de la columna deberá ser 920 mm.
- Las vigas deberán conectarse a las alas de la columna
- No existe un límite de peso/m para las columnas
- La columna deberá cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC para sus relaciones alma – espesor y ala – espesor.

Tabla 38. Dimensiones de la viga HEB 600 / Edificación de mediana altura [30].

<b>d(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>b<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>
600	15.5	300	30

Tabla 39. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga HEB 600 / Edificación de mediana altura [30].

<b>Relaciones ancho - espesor</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
22.07	6.25
<b>Límites AISC 341-16</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
53.72	7.526

- Se deberá proveer un arriostramiento lateral a la columna según los establecido en las consideraciones sísmicas de la norma AISC.

Tabla 40. Consideración para arriostramiento lateral a la columna / Edificación de mediana altura [30].

<b>l<sub>b</sub> (cm)</b>	<b>l<sub>b</sub> máximo (cm)</b>
264	373.09

#### 4.2.28. Comparación de resultados

Finalmente, se realiza un cuadro resumen con todos los resultados obtenidos en el diseño de las conexiones RBS y BFP para edificación de mediana altura:

Tabla 41. Comparación de resultados para la edificación de mediana altura [30].

RESULTADOS CONEXIÓN RBS			RESULTADOS CONEXIÓN BFP		
Momento probable en la rótula plástica			Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$			$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_{yb}$		
M <sub>pr</sub>	32,358	Tm	M <sub>pr</sub>	46,42	Tm
Corte esperado en la rótula plástica			Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_p + V_g$			$V_u = V_p + V_g$		
V <sub>p</sub>	19,318	T	V <sub>p</sub>	30,643	T
V <sub>g</sub>	5,304	T	V <sub>g</sub>	4,798	T
V <sub>RBS</sub>	24,622	T	V <sub>U</sub>	35,441	T
Momento en la cara de la columna			Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$			$M_f = M_{pr} + V_u S_h$		
M <sub>pr</sub>	32,358	Tm	M <sub>pr</sub>	46,42	Tm
S <sub>h</sub>	0,225	m	S <sub>h</sub>	0,385	m
V <sub>RBS</sub>	24,622	T	V <sub>U</sub>	35,441	T
M <sub>f</sub>	37,897	Tm	M <sub>f</sub>	60,068	Tm
Criterio de columna fuerte - viga debil			Criterio de columna fuerte - viga debil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$			$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
∑M <sub>pb</sub>	121,94	Tm	∑M <sub>pb</sub>	134,87	Tm
∑M <sub>pc</sub>	255,14	Tm	∑M <sub>pc</sub>	255,14	Tm
∑M <sub>pc</sub> /∑M <sub>pb</sub>	2,09		∑M <sub>pc</sub> /∑M <sub>pb</sub>	1,89	
Fuerza requerida para diseñar la zona panel			Fuerza requerida para diseñar la zona panel		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$			$R_{dp} = R_u - \phi_v R_v$		
R <sub>dp</sub>	121,34	T	R <sub>dp</sub>	149,06	T
Espesor requerido en la zona panel			Espesor requerido en la zona panel		
t <sub>cpreq</sub>	1,33	cm	t <sub>cpreq</sub>	1,635	cm
Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad			Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$			$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		
F <sub>req</sub>	38,26	T	F <sub>req</sub>	56,14	T
Espesor requerido planchas de continuidad			Espesor requerido planchas de continuidad		
t <sub>req</sub>	8	mm	t <sub>req</sub>	11,7	mm

Realizamos una comparación entre los resultados obtenidos de manera analítica y los resultados que nos muestra un software de diseño de conexiones de acero como lo es el “Ram Connection - Versión Estudiantil”. Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 42. Chequeo Demanda - Capacidad de la conexión RBS / Edificación de mediana altura [30].

Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$		
$M_{pr}$	32.358	Tm
Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_p + V_g$		
$V_p$	19.318	T
$V_g$	5.304	T
$V_{RBS}$	24.622	T
Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$		
$M_{pr}$	32.358	Tm
$S_h$	0.225	m
$V_{RBS}$	24.622	T
$M_f$	37.897	Tm
Momento plástico de la viga		
$M_{pe} = R_y F_y Z_x$		
$M_{pe}$	38.690	Tm
Demanda / Capacidad		
D/C	<b>0.98</b>	

<u>Cargas sísmicas</u>					
Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	38.69	37.90	CM	<b>0.98</b>
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	32.36			
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	45.28			
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	24.62			
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	37.90			
<hr/>					
Relación de resistencia crítica global		0.98			

Figura 40. Reporte Demanda - Capacidad RBS / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de mediana altura.

En base a los resultados obtenidos podemos concluir que los valores de la relación Demanda – Capacidad en conexión RBS son similares tanto en el cálculo analítico como en el cálculo realizado en el Software computacional. (Ver Anexo 27)

Tabla 43. Chequeo de la conexión BFP / Edificación de mediana altura [30].

Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr}F_yR_yZ_x$		
$M_{pr}$	46,42	Tm
Corte esperado en la rótula plástica		
$V_U = V_p + V_g$		
$V_p$	30,643	T
$V_g$	4,798	T
$V_U$	35,441	T
Momento en la cara de la columna		
$M_{Pe} = R_yF_yZ_x$		
$M_{pr}$	46,42	Tm
$S_h$	0,385	m
$V_U$	35,441	T
$M_f$	60,068	Tm
Fuerza debido al $M_f$		
$F_{pr}$	156,02	T
Rotura de la plancha de ala a tracción		
$R_n$	214,39	T
$\phi_n R_n$	192,95	T
Bloque de la plancha del ala - falla interna		
$R_n$	371,52	T
$\phi_n R_n$	334,369	T
Bloque de la plancha del ala - falla en los bordes		
$R_n$	435,12	T
$\phi_n R_n$	391,61	T
Bloque de cortante ala de la viga		
$R_n$	176,29	T
$\phi_n R_n$	158,66	T
Falla por compresión de la plancha del ala		
$P_n$	683,05	T
$\phi_n P_n$	614,74	T

$$C_{pr} = \text{Min}((F_y + F_u)/(2 \cdot F_y), 1.2)$$

$$= \text{Min}((2531.04 [\text{kg/cm}^2] + 4077.78 [\text{kg/cm}^2]) / (2 \cdot 2531.04 [\text{kg/cm}^2]), 1.2)$$

$$= 1.2$$

AISC 358 Eq. 2.4.3-2

$$M_{pr} = (C_{pr}/1.0) \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$= (1.2/1) \cdot 1.5 \cdot 2531.04 [\text{kg/cm}^2] \cdot 850.952 [\text{cm}^3]$$

$$= 38.768 [\text{T} \cdot \text{m}]$$

AISC 358 Eq. 2.4.3-1

$$V_p = 2 \cdot M_{pr} / L' + V_g$$

$$= 2 \cdot 38.768 [\text{T} \cdot \text{m}] / 303 [\text{cm}] + 4.798 [\text{T}]$$

$$= 30.388 [\text{T}]$$

FEMA-350 p. 3-8

$$M_t = M_{pr} + V_{res} \cdot S_x$$

$$= 38.768 [\text{T} \cdot \text{m}] + 30.388 [\text{T}] \cdot 38.5 [\text{cm}]$$

$$= 50.467 [\text{T} \cdot \text{m}]$$

AISC 358 Eq. 5.8-6

Provisiones Sísmicas						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	645.09	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	645.09	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton]	308.89	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton]	308.89	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton]	180.07	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton]	180.07	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	61.33	53.61	CM	0.87	FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	72.04	53.61	CM	0.74	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	72.04	53.61	CM	0.74	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	44.61	53.61	CM	1.20	FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	209.23	53.61	CM	0.26	FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
<b>Relación de resistencia crítica global</b>			<b>1.20</b>			

Figura 41. Reporte de Conexión BFP / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de mediana altura.

En base a los resultados obtenidos podemos concluir que el diseño según AISC 358-16 realizado mediante cálculo manual es más exigente al obtener un momento en la cara de la columna mayor que el cálculo realizado en el Software computacional. Sin embargo, el Software realiza los chequeos de capacidad con la normativa FEMA 350, el chequeo de rotura de la sección neta del ala de la viga es el más exigente en el diseño con Software especializado. (Ver Anexo 30)

### **4.3. Memoria Técnica Estructural Edificio Irregular en Elevación / 12 pisos / Gran Altura.**

#### **4.3.1. Edificio irregular en elevación propuesto en esta investigación para edificación de gran altura**

El coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_E$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{EA}$  que depende de la irregularidad tipo 1 y de un coeficiente  $\phi_{EB}$  que depende de la irregularidad tipo 2 y/o 3 de la tabla 14 Coeficientes de irregularidad en elevación, se plantea una configuración que presente estas irregularidades y así generar una edificación bastante irregular en elevación, pero regular en planta [22], [25]–[28].

#### **4.3.2. Planta propuesta para edificación de gran altura**

Se propone una configuración en planta bastante regular en este modelo se busca evidenciar el efecto de las irregularidades en elevación.

#### **4.3.3. Elevación propuesta para edificación de gran altura**

En este modelo se busca la presencia de irregularidades tipo 1 Piso Flexible y tipo 2 Distribución de masas, de la tabla 14: Coeficientes de irregularidad en elevación. Por lo que se plantea un cambio en las alturas del entrepiso 1 y 3 estos entrepisos tendrán una altura de 4,00m y en el resto de entrepisos se mantendrá una altura de 2,60m para generar un cambio de la rigidez de piso y la presencia de la irregularidad de tipo 1. Para la presencia de la irregularidad de tipo 2 se propone un aumento de la carga muerta en el tercer piso para lograr una variación en las masas de piso.

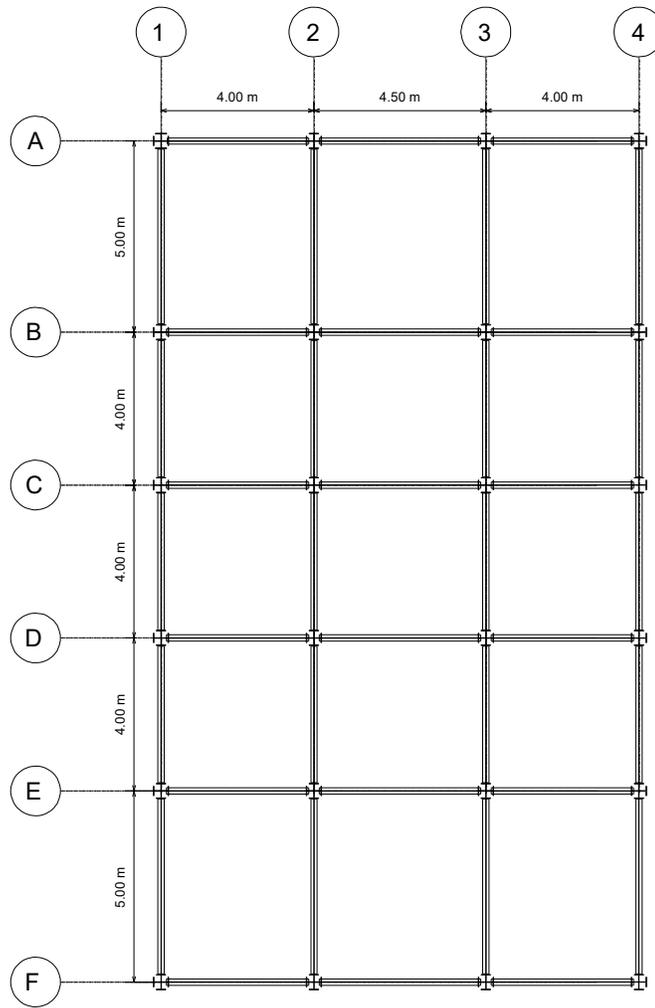


Figura 42. Vista en planta de todos los niveles / Edificación de Edificación de gran altura.

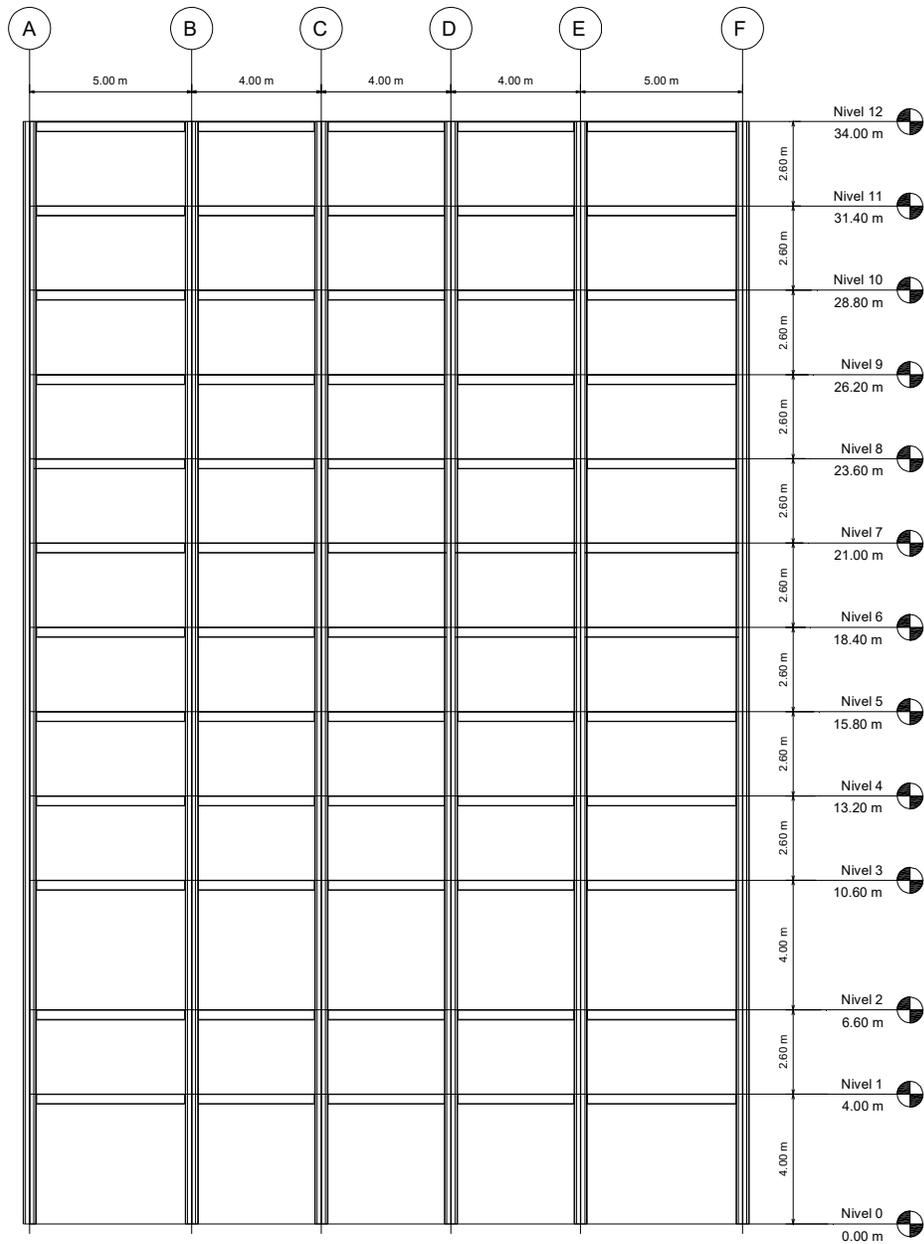


Figura 43. Vista en elevación / Edificación de Edificación de gran altura.

#### 4.3.4. Cuantificación de cargas

##### Cálculo de las cargas muertas (CM)

Los valores de carga muerta para la edificación fueron estimados tomando en cuenta los pesos correspondientes las losas de entpiso, mampostería y demás instalaciones de la edificación. Se obtuvo los siguientes valores para cargas muertas:

Tabla 44. Cargas muertas en la edificación de Edificación de gran altura.

<b>Ubicación</b>	<b>Cargas Muertas (kN/m<sup>2</sup>)</b>
PISO 1-2	5.16
PISO 3	9
PISO 4-5-6-7- 8-9-10-11	5.16
PISO 12	3.05

#### **Cálculo de las cargas vivas (CV)**

Se consideraron los siguientes valores para cargas vivas, mismos que están establecidos por la normativa NEC-15:

Tabla 45. Cargas Vivas en la Edificación de gran altura [25].

<b>Ubicación</b>	<b>Ocupación</b>	<b>Cargas Vivas (kN/m<sup>2</sup>)</b>
PISO 1-2	Oficinas	2.4
PISO 3	Área de Recepción	4.8
PISO 4-5-6-7- 8-9-10-11	Departamentos	2
PISO 12	Cubierta Inaccesible	0.7

#### **4.3.5. Materiales a utilizar**

Las vigas y las columnas serán de un acero ASTM A36 y se considera los factores de fluencia probable y tensión probable descritos en la norma ecuatoriana de la construcción.

Tabla 46. Factor de Fluencia y Tensión Probable / ASTM A36 / Edificación de gran altura [25].

<b>Especificación ASTM</b>	<b>Factor de Fluencia Probable (R<sub>y</sub>)</b>	<b>Factor de Tensión Probable (R<sub>t</sub>)</b>
ASTM A36	1.5	1.2

#### 4.3.6. Elementos estructurales de la edificación

Se realizó un pre dimensionamiento de los elementos estructurales vigas secundarias, principales y columnas de todos los pisos de la edificación, mediante un proceso interactivo hasta lograr que se cumpla todos los requisitos normativos teniendo como resultados las siguientes secciones.

Tabla 47. Elementos estructurales / Edificación de gran altura.

<b>Nº de Piso</b>	<b>Columnas</b>	<b>Vigas secundarias</b>	<b>Vigas principales</b>
1	Cruz HEB900-HEB900	IPE 160	IPE 400
2	Cruz HEB900-HEB900	IPE 160	IPE 400
3	Cruz HEB900-HEB900	IPE 200	IPE 500
4	Cruz HEB800-HEB800	IPE 160	IPE 400
5	Cruz HEB800-HEB800	IPE 160	IPE 400
6	Cruz HEB800-HEB800	IPE 160	IPE 400
7	Cruz HEB700-HEB700	IPE 160	IPE 360
8	Cruz HEB700-HEB700	IPE 160	IPE 360
9	Cruz HEB700-HEB700	IPE 160	IPE 360
10	Cruz HEB600-HEB600	IPE 160	IPE 300
11	Cruz HEB600-HEB600	IPE 160	IPE 300
12	Cruz HEB600-HEB600	IPE 160	IPE 270

#### 4.3.7. Evaluación de irregularidades en el edificio de 12 pisos irregular en elevación propuesto en esta investigación

#### 4.3.8. Irregularidad en planta

El coeficiente de regularidad en planta  $\phi_p$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{pA}$  que depende de la irregularidad tipo 1-2-3 y de un coeficiente  $\phi_{pB}$  que depende de la

irregularidad 4 de la tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta.[22], [25]–[28]

#### 4.3.9. Irregularidad de tipo 1 Torsional (Figura 20)

“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. El código americano ASCE 7-16 define una irregularidad torsional extrema 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 1,4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura [22], [25]–[28].”

Tabla 48. Derivas de piso / Edificación de gran altura.

Nº de piso	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio	Irregularidad
12	X	0.00209	0.00197	1.061	Regular
12	Y	0.00176	0.00171	1.035	Regular
11	X	0.00236	0.00223	1.059	Regular
11	Y	0.00201	0.00195	1.031	Regular
10	X	0.00256	0.00242	1.059	Regular
10	Y	0.00220	0.00213	1.030	Regular
9	X	0.00263	0.00248	1.059	Regular
9	Y	0.00227	0.00220	1.031	Regular
8	X	0.00275	0.00260	1.059	Regular
8	Y	0.00238	0.00231	1.030	Regular
7	X	0.00276	0.00260	1.059	Regular
7	Y	0.00240	0.00233	1.030	Regular
6	X	0.00267	0.00252	1.060	Regular
6	Y	0.00233	0.00226	1.031	Regular
5	X	0.00262	0.00247	1.060	Regular
5	Y	0.00230	0.00223	1.031	Regular
4	X	0.00249	0.00234	1.062	Regular
4	Y	0.00219	0.00212	1.033	Regular

3	X	0.00244	0.00230	1.061	Regular
3	Y	0.00217	0.00211	1.030	Regular
2	X	0.00218	0.00204	1.068	Regular
2	Y	0.00196	0.00190	1.035	Regular
1	X	0.00120	0.00113	1.067	Regular
1	Y	0.00109	0.00106	1.034	Regular

En base a los resultados obtenidos anteriormente podemos concluir que para este caso no existe irregularidad torsional, por lo tanto, se procede a considerar un valor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.3.10. Irregularidad de tipo 2 Retrocesos en las esquinas (Figura 21)

“La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta excesivos entrantes en sus esquinas, 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 [25].”

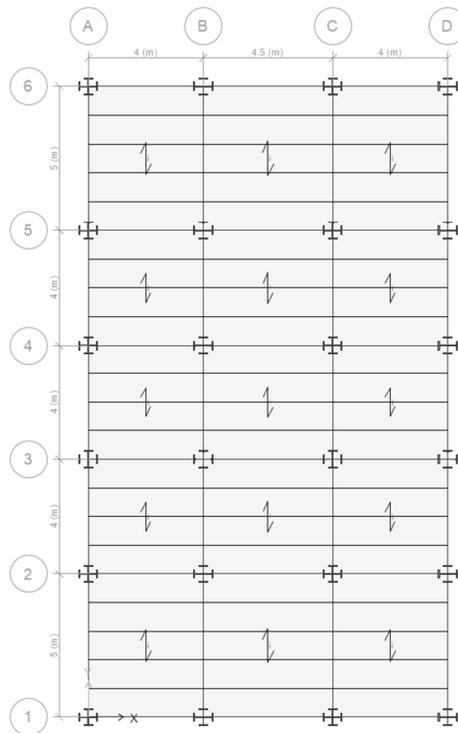


Figura 44. Configuración de la planta para la edificación de gran altura.

Esta irregularidad no aplica debido a que la planta propuesta no posee retrocesos en las esquinas. Se considera un coeficiente de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.3.11. Irregularidad de tipo 3 (Figura 22)

“La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas de su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos con áreas mayores al 50% del área total de piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% en niveles consecutivos [22], [25]–[28].”

Este caso de irregularidad no se aplica para la estructura de gran altura ya que la planta propuesta no posee aberturas. Por lo tanto, se considera un factor de:

$$\phi_{PA} = 1$$

#### 4.3.12. Irregularidad de tipo 4 (Figura 23)

“La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura [22], [25]–[28].”

Esta irregularidad no aplica debido a que todos los ejes son paralelos a los ejes ortogonales, por lo tanto, se va a considerar un factor de:

$$\phi_{PB} = 1$$

#### 4.3.13. Cálculo del Coeficiente de irregularidad en planta

Una vez definido anteriormente los coeficientes  $\phi_{PA}$  y  $\phi_{PB}$ , procedemos a realizar el cálculo del coeficiente de irregularidad en planta mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\phi_P &= \phi_{PA} \phi_{PB} && \text{Ec. 9} \\ \phi_P &= (1,00) (1,00) \\ \phi_P &= 1,00\end{aligned}$$

#### 4.3.14. Irregularidad en elevación

El coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_E$  es el producto de un coeficiente  $\phi_{EA}$  que depende de la irregularidad tipo 1 y de un coeficiente  $\phi_{EB}$  que depende de la irregularidad tipo 2 y/o 3 de la tabla 14 Coeficientes de irregularidad en elevación [22], [25]–[28].

#### 4.3.15. Irregularidad de tipo 1 Piso flexible

“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 [22], [25]–[28].”

Tabla 49. Valores de rigidez en sentido X para la edificación de gran altura.

N° de piso	Rigidez X	Rigidez X 70%	Irregularidad	Rigidez X 80% PROM	Irregularidad
	tonf/m	tonf/m			
12	7922.387	5545.671	No existe		
11	15726.691	11008.684	No existe		
10	21460.172	15022.120	No existe	12029.133	No existe
9	26878.667	18815.067	No existe	17084.141	No existe
8	30815.244	21570.671	No existe	21107.755	No existe
7	35165.129	24615.590	No existe	24762.411	No existe
6	40402.973	28282.081	No existe	28368.892	No existe
5	44573.850	31201.695	No existe	32037.854	No existe
4	50169.678	35118.775	No existe	36039.067	Existe la
3	35772.514	25040.760	No existe	34804.278	No existe
2	63484.124	44438.887	No existe	39847.018	No existe
1	74877.189	52414.032			

Tabla 50. Valores de rigidez en sentido Y para la edificación de gran altura.

N° de piso	Rigidez Y	Rigidez Y 70%	Irregularidad	Rigidez Y 80% PROM	Irregularidad
	tonf/m	tonf/m			
12	9127.587	6389.311	No existe		
11	17939.253	12557.477	No existe		
10	24332.924	17033.047	No existe	13706.604	No existe
9	30417.187	21292.031	No existe	19383.830	No existe
8	34721.797	24305.258	No existe	23859.175	No existe
7	39506.274	27654.392	No existe	27905.402	No existe
6	45323.973	31726.781	No existe	31880.545	No existe
5	49823.341	34876.339	No existe	35907.623	No existe
4	55808.152	39065.706	No existe	40254.791	Existe 1a
3	39335.520	27534.864	No existe	38657.870	No existe
2	69126.982	48388.887	No existe	43805.508	No existe
1	80400.556	56280.38			

En base a lo expuesto anteriormente se puede concluir que si existe presencia de irregularidad de piso flexible, por lo que se considera un factor de:

$$\phi_{PA} = 0,90$$

#### 4.3.16. Irregularidad de tipo 2 Distribución de masas

“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 del piso inferior [22], [25]–[28].”

Tabla 51. Valores de distribución de masas para la edificación de gran altura.

N° de piso	Masa	150% Masa	CONDICIÓN
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	
12	16.757	25.135	
11	25.028	37.543	No existe
10	25.028	37.543	No existe
9	25.400	38.100	No existe
8	25.582	38.373	No existe
7	25.582	38.373	No existe
6	25.824	38.737	No existe
5	25.964	38.945	No existe
4	25.964	38.945	No existe
3	40.309	60.463	Existe
2	27.588	41.382	No existe
1	27.519	41.278	No existe

Por lo tanto, se demuestra que si existe una irregularidad de distribución de masas en el piso 3, obteniendo un coeficiente de:

$$\phi_{PB} = 0,90$$

#### 4.3.17. Irregularidad de tipo 3 (Figura 22)

“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 [22], [25]–[28].”

Para este caso, no existe una irregularidad geometría debido a que las dimensiones en planta para el sistema resistente planteado son iguales para todos los pisos. Por lo tanto, se va a considerar un factor de:

$$\phi_{PB} = 1$$

#### 4.3.18. Coeficiente de irregularidad en elevación

Una vez definido anteriormente los coeficientes  $\phi_{EA}$  y  $\phi_{EB}$ , procedemos a realizar el cálculo del coeficiente de irregularidad en elevación mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\phi_E &= \phi_{EA} \phi_{EB} && \text{Ec. 10} \\ \phi_E &= (0,90) (0,90) \\ \phi_E &= 0,81\end{aligned}$$

#### 4.3.19. Espectro de aceleraciones según NEC-15 / Edificación de gran altura

Establecemos el espectro de aceleraciones para la edificación de mediana altura tomando en cuenta todas las características de la zona. (Ver Anexo 10)

#### 4.3.20. Cálculo de fuerzas sísmicas

Para realizar un prediseño de las fuerzas de piso se realizará un cálculo manual según lo establecido en la norma NE-SE-DS. (Ver ANEXO 25)

#### 4.3.21. Periodo de vibración aproximado

El periodo de vibración de la estructura se determina de manera aproximada según la NEC-SE-DS. (Ver ANEXO 7)

Por lo tanto, el periodo de vibración estimado tendrá el siguiente valor:

$$\begin{aligned}T &= C_t h_n^\alpha && \text{Ec. 11} \\ T &= (0,072) (34m)^{0,80} \\ T &= 1,209 \text{ seg}\end{aligned}$$

#### 4.3.22. Modos de vibración

De la tabla anterior de resultados del ANEXO 20, podemos señalar que el periodo fundamental para la estructura de gran altura tiene un valor de **1.116 seg.**

#### 4.3.23. Participación modal de la masa

“La norma ecuatoriana de la construcción establece que se debe considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura”, [25] en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas en nuestra estructura se logra eso con el 8vo modo teniendo una masa modal acumulada de 93,3% en dirección X y 93,40% en dirección Y.[22], [25]–[28]

Como se puede apreciar en la tabla de valores de participación de la masa del **ANEXO 21**, para la edificación de gran altura los primeros modos 1 y 2 son traslacionales, y el modo 3 es rotacional.

#### 4.3.24. Cortantes basales dinámicos y estáticos

La norma ecuatoriana en el capítulo NEC-SE-DS establece que se debe realizar una corrección del cortante basal dinámico. El cortante que se obtiene empleando cualquier método de análisis dinámico, debe cumplir las siguientes consideraciones [22], [25]–[28]:

Para estructuras regulares:

<80% del cortante basal / método estático.

Para estructuras irregulares:

<85% del cortante basal / método estático.

Tabla 52. Cortante Basal para la edificación de gran altura.

Story	Load Case/Combo	VX (T)	VY (T)
Story1	SH Max	337,93	340,09
Story1	SX	-440,08	0
Story1	SY	0	-440,08

Corrección en la dirección X

$$f_{cx} = \frac{(440,08 T)(0.85)}{(337,93 T)} = 1,11$$

Corrección en la dirección Y

$$f_{cy} = \frac{(440,08 T)(0.85)}{(340,09 T)} = 1,10$$

Tabla 53. Cortante Basal corregido para la edificación de gran altura.

Story	Load Case/Combo	VX (T)	VY (T)
Story1	SH Max	375,107	374,09
Story1	SX	-440,08	0
Story1	SY	0	-440,08

#### 4.3.25. Derivas de piso

“Según NEC-SE-AC para el caso de pórticos especiales a momento con conexiones de viga de sección reducida (RBS) las derivas de pisos elásticas, [25] deben considerar el efecto de la reducción de las alas de las vigas, en caso de que el modelo elástico lineal no considera la reducción de las alas, se deberá incrementar las derivas de piso en un 8% cuando la reducción del ala este en el orden del 50% del ancho de la viga [22], [25]–[28].”

En la norma NEC-SE-DS se establece el límite máximo de deriva de piso  $\Delta M$  y para estructuras metálicas tiene un valor de 0.02, el mismo que no se supera en ningún piso de la edificación. (Ver ANEXO 13 y ANEXO 22)

#### 4.3.26. Diseño de Conexiones precalificadas para la edificación de gran altura

Se realizará el diseño de las conexiones RBS y BFP de la columna C2 de la primera planta.

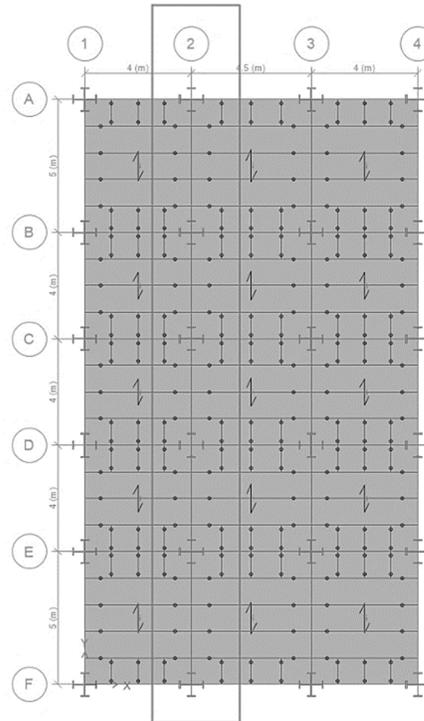


Figura 45. Columna C2 para el diseño de las conexiones precalificadas.

#### 4.3.27. Limitaciones de vigas y columnas para las Conexiones RBS y BFP

A continuación, se van a señalar las limitaciones que tiene las secciones de viga y columna para las conexiones RBS y BFP:

##### Limitaciones de la viga para las conexiones RBS y BFP

- El peralte máximo de la viga deberá ser 920 mm.
- El peso máximo de la viga deberá ser 447 kg/m (RBS) y 223 kg/m (BFP).
- El espesor del ala deberá ser máximo 44 mm (RBS) y 25 mm (BFP).
- Para la conexión RBS, la relación de luz libre / peralte deberá ser mayor a 7 para pórticos especiales a momento SMF y 5 para pórticos intermedios a momento IMF.
- Para la conexión BFP, la relación de luz libre / peralte deberá ser mayor a 9 para pórticos especiales a momento SMF y 7 para pórticos intermedios a momento IMF.

- La viga deberá cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC para sus relaciones alma – espesor y ala – espesor.

Tabla 54. Dimensiones de la viga IPE 500 / Edificación de gran altura [30].

<b>d(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>b<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>
500	10.02	200	16

Tabla 55. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga IPE 500 / Edificación de gran altura [30].

<b>Relaciones ancho - espesor</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
41.76	6.25
<b>Límites AISC 341-16</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
60.44	7.526

- Se deberá proveer un arriostramiento lateral a la viga según los establecido en las consideraciones sísmicas de la norma AISC.

Tabla 56. Consideración para arriostramiento lateral a la viga / Edificación de mediana altura [30].

<b>l<sub>b</sub> (cm)</b>	<b>l<sub>b</sub> máximo (cm)</b>
112,5	225.8

### **Limitaciones de la columna para las conexiones RBS y BFP**

- El peralte máximo de la columna deberá ser 920 mm.
- Las vigas deberán conectarse a las alas de la columna
- No existe un límite de peso/m para las columnas
- La columna deberá cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC para sus relaciones alma – espesor y ala – espesor.

Tabla 57. Dimensiones de la viga HEB 900 / Edificación de gran altura [30].

<b>d(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>b<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>
900	18.5	300	35

Tabla 58. Relaciones Ancho – Espesor y límites para la viga HEB 600 / Edificación de mediana altura [30].

<b>Relaciones ancho - espesor</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
41.62	4.286
<b>Límites AISC 341-16</b>	
<b>Alma</b>	<b>Alas</b>
50.33	7.526

- Se deberá proveer un arriostramiento lateral a la columna según los establecido en las consideraciones sísmicas de la norma AISC.

Tabla 59. Consideración para arriostramiento lateral a la columna / Edificación de gran altura [30].

<b>l<sub>b</sub> (cm)</b>	<b>l<sub>b</sub> máximo (cm)</b>
350	373.09

#### **4.3.28. Comparación de resultados**

Finalmente, se realiza un cuadro resumen con todos los resultados obtenidos en el diseño de las conexiones RBS y BFP para edificación de gran altura:

Tabla 60. Comparación de resultados para la edificación de gran altura [30].

RESULTADOS CONEXIÓN RBS			RESULTADOS CONEXIÓN BFP		
Momento probable en la rótula plástica			Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$			$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_{yb}$		
M <sub>pr</sub>	64,674	Tm	M <sub>pr</sub>	99,954	Tm
Corte esperado en la rótula plástica			Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_p + V_g$			$V_u = V_p + V_g$		
V <sub>p</sub>	50,232	T	V <sub>p</sub>	117,593	T
V <sub>g</sub>	4,048	T	V <sub>g</sub>	2,672	T
V <sub>RBS</sub>	54,28	T	V <sub>u</sub>	120,27	T
Momento en la cara de la columna			Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$			$M_f = M_{pr} + V_u S_h$		
M <sub>pr</sub>	64,674	Tm	M <sub>pr</sub>	99,954	Tm
S <sub>h</sub>	0,263	m	S <sub>h</sub>	0,7	m
V <sub>RBS</sub>	54,28	T	V <sub>u</sub>	120,27	T
M <sub>f</sub>	78,923	Tm	M <sub>f</sub>	184,14	Tm
Criterio de columna fuerte - viga debil			Criterio de columna fuerte - viga debil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$			$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
∑M <sub>pb</sub>	310,537	Tm	∑M <sub>pb</sub>	470,373	Tm
∑M <sub>pc</sub>	462,69	Tm	∑M <sub>pc</sub>	462,69	Tm
∑M <sub>pc</sub> /∑M <sub>pb</sub>	1,49		∑M <sub>pc</sub> /∑M <sub>pb</sub>	0,984	
Fuerza requerida para diseñar la zona panel			Fuerza requerida para diseñar la zona panel		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$			$R_{dp} = R_u - \phi R_v$		
R <sub>dp</sub>	166,764	T	R <sub>dp</sub>	382,74	T
Espesor requerido en la zona panel			Espesor requerido en la zona panel		
t <sub>cpreq</sub>	1,22	cm	t <sub>cpreq</sub>	2,80	cm
Fuerza requerida para diseñar las placas de continuidad			Fuerza requerida para diseñar las placas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$			$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		
F <sub>req</sub>	122,307	T	F <sub>req</sub>	250,97	T
Espesor requerido placas de continuidad			Espesor requerido placas de continuidad		
t <sub>req</sub>	25,41	mm	t <sub>req</sub>	52,59	mm

Realizamos una comparación entre los resultados obtenidos de manera analítica y los resultados que nos muestra un software de diseño de conexiones de acero como lo es el “Ram Connection - Versión Estudiantil”. Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 61. Chequeo Demanda / Capacidad de la conexión RBS / Edificación de gran altura [30].

Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$		
$M_{pr}$	64,674	Tm
Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_p + V_g$		
$V_p$	50,232	T
$V_g$	4,048	T
$V_{RBS}$	54,28	T
Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$		
$M_{pr}$	64,674	Tm
$S_h$	0,263	m
$V_{RBS}$	54,28	T
$M_f$	78,923	Tm
Momento plástico de la viga		
$M_{pe} = R_y F_y Z_x$		
$M_{pe}$	83,295	Tm
Demanda / Capacidad		
D/C	<b>0.95</b>	

Cargas sísmicas

Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	83.30	78.92	CM	0.95
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	64.68			
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	103.35			
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	54.28			
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	78.92			

---

Relación de resistencia crítica global	0.95
--	------

---

Figura 46. Reporte Demanda Capacidad RBS / “Ram Connection - Versión Estudiantil”. / Edificación de gran altura.

En base a los resultados obtenidos podemos concluir que los valores de la relación Demanda – Capacidad en conexión RBS son similares tanto en el cálculo analítico como en el cálculo realizado en el Software computacional. (Ver Anexo 28)

Tabla 62. Chequeo de la conexión BFP / Edificación de gran altura [30].

Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} F_y R_y Z_x$		
$M_{pr}$	99,954	Tm
Corte esperado en la rótula plástica		
$V_U = V_p + V_g$		
$V_p$	117,593	T
$V_g$	2,672	T
$V_U$	120,27	T
Momento en la cara de la columna		
$M_{pe} = R_y F_y Z_x$		
$M_{pr}$	99,954	Tm
$S_h$	0,70	m
$V_U$	120,27	T
$M_f$	184,14	Tm
Fuerza debido al $M_f$		
$F_{pr}$	341	T
Rotura de la plancha de ala a tracción		
$R_n$	501,27	T
$\phi_n R_n$	451,14	T
Bloque de la plancha del ala - falla interna		
$R_n$	1186,35	T
$\phi_n R_n$	1067,72	T
Bloque de la plancha del ala - falla en los bordes		
$R_n$	1410,59	T
$\phi_n R_n$	1269,53	T
Bloque de cortante ala de la viga		
$R_n$	392,68	T
$\phi_n R_n$	353,41	T
Falla por compresión de la plancha del ala		
$P_n$	938,85	T
$\phi_n P_n$	844,96	T

$C_{pr} = \text{Min}((F_y + F_u)/(2 \cdot F_y), 1.2)$ $= \text{Min}((2531.04 [\text{kg/cm}^2] + 4077.78 [\text{kg/cm}^2]) / (2 \cdot 2531.04 [\text{kg/cm}^2]), 1.2)$ $= 1.2$	AISC 358 Eq. 2.4.3-2
$M_{pr} = (C_{pr}/1.0) \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x$ $= (1.2/1) \cdot 1.5 \cdot 2531.04 [\text{kg/cm}^2] \cdot 1849.78 [\text{cm}^3]$ $= 84.273 [\text{T} \cdot \text{m}]$	AISC 358 Eq. 2.4.3-1
$V_p = 2 \cdot M_{pr} / L^1 + V_g$ $= 2 \cdot 84.273 [\text{T} \cdot \text{m}] / 170 [\text{cm}] + 2.672 [\text{T}]$ $= 101.817 [\text{T}]$	FEMA-350 p. 3-8
$M_r = M_{pr} + V_{gBS} \cdot S_h$ $= 84.273 [\text{T} \cdot \text{m}] + 101.817 [\text{T}] \cdot 70 [\text{cm}]$ $= 155.546 [\text{T} \cdot \text{m}]$	AISC 358 Eq. 5.8-6
<b>Provisiones Sísmicas</b>	
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton] 2196.04 0.00 CM 0.00 Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton] 2196.04 0.00 CM 0.00 Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton] 702.73 0.00 CM 0.00 Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton] 702.73 0.00 CM 0.00 Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton] 397.44 0.00 CM 0.00 Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton] 397.44 0.00 CM 0.00 Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m] 215.64 162.29 CM 0.75 FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m] 242.29 162.29 CM 0.67 FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m] 242.29 162.29 CM 0.67 FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m] 141.49 162.29 CM 1.15 FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m] 800.51 162.29 CM 0.20 FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
<b>Relación de resistencia crítica global</b>	<b>1.15</b>

Figura 47. Reporte de Conexión BFP / “Ram Connection - Versión Estudiantil” / Edificación de gran altura.

En base a los resultados obtenidos podemos concluir que el diseño según AISC 358-16 realizado mediante calculo manual es más exigente al obtener un momento en la cara de la columna mayor que el cálculo realizado en el Software computacional. Sin embargo, el Software realiza los chequeos de capacidad con la normativa FEMA 350, el chequeo de rotura de la sección neta del ala de la viga es el más exigente en el diseño con Software especializado. **(Ver Anexo 31)**

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

Según la NEC – 15 se considera la presencia de irregularidades en la edificación mediante el uso de los coeficientes de configuración estructural que penalizan el diseño con un incremento en el valor del cortante de diseño, pero la normativa castiga todas las irregularidades por igual sin tener en consideración la severidad de la irregularidad, por lo que en este tipo de estructuras es necesario consideraciones adicionales que pueden desarrollarse en un análisis más complejos como un análisis tiempo historia no lineal.

En las conexiones precalificadas las vigas únicamente se pueden unir a las alas de las columnas, por esta razón, cuando se quiere realizar un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos SMF en ambas direcciones X-Y se debe emplear el uso de secciones de columnas cruciformes similares a las empleadas en el presente trabajo de investigación.

Las conexiones precalificadas al imponer limitaciones geométricas a elementos estructurales como vigas principales y columnas, terminan limitando la aplicación de un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos (SMF), ya que una columna máxima podrá tener un peralte de 920 mm. En esta investigación las columnas de las edificaciones de 8 y 12 pisos tuvieron peraltes de 700 mm y 900 mm respectivamente, siendo valores cercanos al máximo permitido.

Las edificaciones en las que se emplearon conexiones RBS producen derivas de piso mayores que las edificaciones que utilizan conexiones BFP. Esto se pudo comprobar ya que al usar la conexión RBS en el sistema estructural analizado, fue necesario realizar una amplificación de la deriva de piso, de tal forma que se considere el efecto que produce realizar una reducción de sección en la viga.

La conexión RBS tiene menos elementos que la conexión BFP, por lo que es una opción económica para implementar en los proyectos estructurales.

## **5.2. Recomendaciones**

Complementar el diseño de estructuras irregulares mediante el desarrollo de análisis no lineales para encontrar posibles fallas locales que afecten el comportamiento global de la estructura.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción debería incluir las irregularidades de torsión y piso blando extremo descritas en la norma ASCE 7-16.

Realizar una propuesta de nuevos coeficientes de configuración estructural teniendo en cuenta la severidad de la irregularidad.

Realizar investigaciones sobre la aplicación de las conexiones RBS y BFP en columnas tubulares cuadradas, ya que en la normativa AISC 358-16 las ecuaciones se enfocan más en secciones de columnas tipo W shape.

Para estructuras con una irregularidad compleja se recomienda adoptar consideraciones adicionales de tal manera que se pueda realizar análisis más complejos en la estructura, como por ejemplo un análisis tiempo historia no lineal.

Hay que tener en cuenta que el ancho de las placas horizontales en la conexión debe tener similares dimensiones que el ancho de la sección IPE considerada en el diseño estructural ya que si se tiene una menor dimensión provocaría tener espesores de placa más grandes, esto con la finalidad de poder cumplir con todos los parámetros establecidos en las normativas vigentes.

Como recomendación general para la práctica constructiva, los elementos de placas tanto horizontales como verticales para la conexión BFP deben ser hechas en fábricas o talleres especializados de acuerdo a la medidas y especificación exactas del diseño,

ya que de esta manera en campo se realice únicamente el montaje y empernado de la conexión.

Se debe tener en cuenta la calidad y procedencia de los materiales que van a ser empleados en el diseño de las edificaciones ya que si no se toma en cuenta esto se puede tener problemas de montaje en campo y llegar a tener costos elevados en la obra.

### 5.3. Bibliografía

- [1] P. Quinde Martínez, E. Reinoso Angulo, P. Quinde Martínez, y E. Reinoso Angulo, “Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca”, *Ingeniería sísmica*, núm. 94, pp. 1–26, jun. 2016.
- [2] G. Pannillo, M. Chacón, y H. Riera, “Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa Ansi/Aisc 358-16”, *Gaceta Técnica*, vol. 19, núm. 2, pp. 51–68.
- [3] S. Fuentes-Sánchez, L. González-Díaz, F. Calderín-Mestre, y Y. Sánchez-Zamora, “Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero en Cuba”, *Ciencia en su PC*, vol. 1, núm. 4, pp. 11–26, 2018.
- [4] “Build Using Steel - Steel Construction”, *Build Using Steel*. <https://www.buildusingsteel.org/> (consultado el 19 de junio de 2021).
- [5] S. Segura-Barrientos, “Referentes sobre el diseño sismorresistente de estructuras ligeras de acero conformado en frío”, *Ciencia en su PC*, vol. 1, núm. 4, pp. 55–67, 2018.
- [6] H. Sánchez-Acevedo, J. Uscátegui, y S. Gómez, “Metodología para la detección de fallas en una estructura entramada metálica empleando las técnicas de análisis modal y PSO”, *Revista UIS Ingenierías*, vol. 16, núm. 2, pp. 43–50, 2017.
- [7] B. M. Agostini, M. S. da R. Freitas, R. A. da M. Silveira, y A. R. D. da Silva, “Structural reliability analysis of steel plane frames with semi-rigid connections”, *REM, Int. Eng. J.*, vol. 71, pp. 333–339, sep. 2018, doi: 10.1590/0370-44672017710044.
- [8] J. Chanchí, J. Castro, C. Gómez, J. Chanchí, J. Castro, y C. Gómez, “Caracterización experimental y teórica de conexiones metálicas asimétricas susceptibles a falla de pernos.”, *Revista ingeniería de construcción*, vol. 34, núm. 2, pp. 193–204, ago. 2019, doi: 10.4067/S0718-50732019000200193.
- [9] D. D. León-Escobedo, J. C. Trueba-Albino, D. D. León-Escobedo, y J. C. Trueba-Albino, “Comparación entre 3 tipos alternativos de conexión en un edificio de acero bajo cargas sísmicas”, *Ingeniería, investigación y tecnología*, vol. 21, núm. 3, sep. 2020, doi: 10.22201/fi.25940732e.2020.21.3.028.
- [10] S. Barrios y J. Antonio, “Evaluación de conexiones a momento comunes en la práctica local para su uso en marcos dúctiles de acero”, sep. 2017, Consultado: el 19 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en: <http://zaloamati.azc.uam.mx/handle/11191/6266>
- [11] H. A. Lor, M. Izadinia, y P. Memarzadeh, “Experimental and numerical study of I-shape slit dampers in connections”, *Lat. Am. j. solids struct.*, vol. 15, nov. 2018, doi: 10.1590/1679-78254416.
- [12] A. K. Swati y V. Gaurang, “Study of steel moment connection with and without

- reduced beam section”, *Case Studies in Structural Engineering*, vol. 1, pp. 26–31, jun. 2014, doi: 10.1016/j.csse.2014.04.001.
- [13] “Effect of Reduced Beam Section Frame Elements on Stiffness of Moment Frames | Journal of Structural Engineering | Vol 129, No 3”. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9445%282003%29129%3A3%28383%29> (consultado el 13 de febrero de 2022).
- [14] N. Fanaie, Z. Nadalipour, O. S. Sarkhosh, y S. Safaei Faegh, “Elastic drift amplification factor in steel moment frames with double reduced beam section (DRBS) connections”, *Journal of Building Engineering*, vol. 43, p. 102563, nov. 2021, doi: 10.1016/j.job.2021.102563.
- [15] “More efficient design of reduced beam sections (RBS) for maximum seismic performance - ScienceDirect”. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X21002108> (consultado el 13 de febrero de 2022).
- [16] J. Jin y S. El-Tawil, “Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, núm. 4, pp. 453–471, abr. 2005, doi: 10.1016/j.jcsr.2004.10.006.
- [17] C. Sofias y D. Tzourmakliotou, “Reduced Beam Section (RBS) Moment Connections-Analytical Investigation Using Finite Element Method”, *Civil Engineering Journal*, vol. 4, p. 1240, jul. 2018, doi: 10.28991/cej-0309170.
- [18] C. Echavarría, H. Cañola, y W. Echeverri, “Analysis of bolted ultra-high performance concrete joints”, *Lámpsakos*, núm. 24, pp. 15–22, 2020.
- [19] R. Aguiar, J. Vielma, C. Abella, y G. Pannillo, “USE OF BOLTED FLANGE PLATE CONNECTION”, pp. 245–272, sep. 2018.
- [20] R. Gonzalez Herrera y M. Gómez-Soberón, “Efectos de la irregularidad en planta por forma arquitectónica”, nov. 2009.
- [21] E. V. Olivera, “Conceptos generales Capítulo 2 Vulnerabilidad estructural”, Consultado: el 12 de febrero de 2022. [En línea]. Disponible en: [https://www.academia.edu/30527579/Conceptos\\_generales\\_Cap%C3%ADtulo\\_2\\_Vulnerabilidad\\_estructural](https://www.academia.edu/30527579/Conceptos_generales_Cap%C3%ADtulo_2_Vulnerabilidad_estructural)
- [22] C. D. M. Robalino y W. S. M. Robalino, “Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares”, *Revista Politécnica*, vol. 39, núm. 2, Art. núm. 2, jul. 2017.
- [23] M. R. Wakchaure, A. Shirish, y R. Nikam, “Study of Plan Irregularity on High-Rise Structures”, *International Journal of Innovative Research and Development*, vol. 1, núm. 8, Art. núm. 8, oct. 2012.
- [24] J. Hernández y O. Lopez, “Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental”, *Boletín Técnico*, vol. 45, pp. 22–51, nov. 2007.
- [25] “NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN – MIDUVI – Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda”. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/> (consultado el 13 de febrero de 2022).
- [26] “Irregularidades y coeficientes de configuración estructural”. <https://1library.co/article/irregularidades-y-coeficientes-de-configuraci%C3%B3n-estructural.y426v8vq> (consultado el 1 de marzo de 2022).
- [27] “Coeficientes de regularidad - Bases de diseño ASCE7-10”. <https://1library.co/article/coeficientes-de-regularidad-bases-de-dise%C3%B1o-asce.y4mdl79y> (consultado el 1 de marzo de 2022).
- [28] H. Otavalo, “IRREGULARIDADES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO”,

Consultado: el 1 de marzo de 2022. [En línea]. Disponible en:  
[https://www.academia.edu/11240627/IRREGULARIDADES\\_DE\\_LA\\_EDIFICACION\\_EN\\_ESTUDIO](https://www.academia.edu/11240627/IRREGULARIDADES_DE_LA_EDIFICACION_EN_ESTUDIO)

[29] “Pastaza”, *Google Arts & Culture*.  
<https://artsandculture.google.com/entity/pastaza/m03669n> (consultado el 13 de febrero de 2022).

[30] “AISC 341-16”. <https://www.normadoc.com/spanish/aisc-341-16.html>  
(consultado el 15 de marzo de 2022).

## 5.4. Anexos

### 5.4.1. Anexo 1

## Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación De Baja Altura - 4 Pisos - Conexión RBS

### Conexiones Metálicas

#### Resultados

Nombre de la conexión	: DW BCF
ID de la conexión	: 1M

Familia: Viga - Ala de columna (BCF)  
 Tipo: Directly welded flanges  
 Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD

#### SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	PuTop [Ton]	PuBot [Ton]	PuTop [Ton]	PuBot [Ton]	Pu [Ton]	Vu [Ton]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-207.46	68.26	Design

#### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<b>Rigidizadores transversales</b>						
Longitud	[cm]	35.20	17.60	--	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	12.50	3.83	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	2.00	0.78	--	✓	Sec. J10.8
<b>Rigidizadores paralelos al alma</b>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.50	0.43	--	✓	Sec. G2.1
<b>REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)</b>						
<b>Viga</b>						
Peso de la viga	[Ton/m]	0.04	--	0.45	✓	
<b>Sección de viga reducida (RBS)</b>						
Distancia horizontal al inicio del corte RBS (a)	[cm]	10.00	6.75	10.13	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	22.00	17.55	22.95	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	3.00	1.35	3.38	✓	

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
Viga			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Si
Soporte			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Si

#### Zona de protección a partir de la cara de la columna = 32 [cm]

#### VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación	Referencias
Corte de panel en el alma	[Ton]	162.83	68.26	CM	0.42	Sec. J10-6, Eq. J10-10
<b>Rigidizadores transversales - superior</b>						
Fuercia por fuerza axial	[Ton]	106.30	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	97.87	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<b>Rigidizadores transversales - inferior</b>						
Fuercia por fuerza axial	[Ton]	106.30	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	97.87	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<b>Cargas sísmicas</b>						
Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	18.38	17.73	CM	0.97	AISC 358 Eq. 5.8-7, AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	14.81				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	20.52				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	13.94				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	17.73				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6

Relación de resistencia crítica global: 0.97

#### NOTAS

Se requiere soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga a la columna, Sec. 5.6(a) de AISC 358

## 5.4.2. Anexo 2

# Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación de Mediana Altura - 8 Pisos - Conexión RBS

## Conexiones Metálicas

### Resultados

Nombre de la conexión : DW BCF  
ID de la conexión : 1M

Familia: Viga - Ala de columna (BCF)  
Tipo: Directly welded flanges  
Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD

### SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	Pu [Ton]	Vu [Ton]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-157.78	109.12	Design

### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Longitud	[cm]	54.00	27.00	--	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	12.50	4.89	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	2.00	0.78	--	✓	Sec. J10.8
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.50	0.70	--	✓	Sec. G2.1
<u>REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)</u>						
<u>Viga</u>						
Peso de la viga	[Ton/m]	0.06	--	0.45	✓	
<u>Sección de viga reducida (RBS)</u>						
Distancia horizontal al inicio del corte RBS (a)	[cm]	10.00	8.50	12.75	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	25.00	23.40	30.60	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	3.50	1.70	4.25	✓	

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
Viga			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Si
Soporte			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Si

### Zona de protección a partir de la cara de la columna = 35 [cm]

#### VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación	Referencias
Corte de panel en el alma	[Ton]	264.24	109.12	CM	0.41	Sec. J10-6, Eq. J10-9
<u>Rigidizadores transversales - superior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	106.30	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	87.51	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Rigidizadores transversales - inferior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	106.30	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	87.51	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Cargas sísmicas</u>						
Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	38.69	37.90	CM	0.98	AISC 358 Eq. 5.8-7, AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	32.36				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	45.28				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	24.62				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	37.90				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
<b>Relación de resistencia crítica global</b>					<b>0.98</b>	

### NOTAS

Se requiere soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga a la columna, Sec. 5.6(a) de AISC 358

### 5.4.3. Anexo 3

## Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación gran Altura - 12 Pisos - Conexión RBS

### Conexiones Metálicas

#### Resultados

Nombre de la conexión : DW BCF  
ID de la conexión : 1M

Familia: Viga - Ala de columna (BCF)  
Tipo: Directly welded flanges  
Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD

#### SOLICITACIONES

Descripción	Viga		Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga	
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	Pu [Ton]		Vu [Ton]
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-207.46	163.07	Design

#### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Longitud	[cm]	83.00	41.50	--	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	12.50	5.74	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	2.00	0.80	--	✓	Sec. J10.8
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.50	1.10	--	✓	Sec. G2.1
<u>REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)</u>						
<u>Viga</u>						
Peso de la viga	[Ton/m]	0.09	--	0.45	✓	
<u>Sección de viga reducida (RBS)</u>						
Distancia horizontal al inicio del corte RBS (a)	[cm]	10.00	10.00	15.00	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	32.50	32.50	42.50	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	5.00	2.00	5.00	✓	

Requerimiento	Valor	Valores permisibles		Est.	
Viga				No	
Material	A36	A36, A529, A572	Grado 42/50/55, A588, A913	Grado 50/60/65, A992	Si
Soporte				No	
Material	A36	A36, A529, A572	Grado 42/50/55, A588, A913	Grado 50/60/65, A992	Si

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 42.500000000000007 [cm]

#### VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación	Referencias
Corte de panel en el alma	[Ton]	437.36	163.07	CM	0.37	Sec. J10-6, Eq. J10-9
<u>Rigidizadores transversales - superior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	106.30	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	67.13	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Rigidizadores transversales - inferior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	106.30	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	67.13	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Cargas sísmicas</u>						
Mf vs. Mpe en cara de columna	[Ton*m]	83.30	78.92	CM	0.95	AISC 358 Eq. 5.8-7, AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	64.68				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	103.35				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	54.28				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	78.92				AISC 358-05 Eq. 2.4.3-1, AISC 358-05 Eq. 5.8-6
<b>Relación de resistencia crítica global</b>		<b>0.95</b>				

#### NOTAS

Se requiere soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga a la columna, Sec. 5.6(a) de AISC 358

## 5.4.4. Anexo 4

### Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación De Baja Altura - 4 Pisos - Conexión BFP

#### Conexiones Metálicas

##### Resultados

Nombre de la conexión : FP\_BCF\_1PL\_7B1  
ID de la conexión : 1M

Familia: Viga - Ala de columna (BCF)  
Tipo: Flange-plated  
Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD

##### SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [T]	Pu [T]	Mu [T*m]	PufTop [T]	PufBot [T]	PufTop [T]	PufBot [T]	Pu [T]	Vu [T]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

##### VALORES PERMITIDOS

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
<u>Momento - Alas con placas</u>			
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD), Sobredimensionado (OVS)	✓
Material	Fy:2531.04 kg/cm2, Fu:4077.78 kg/cm2	A36, A572 Grado 50	✗
Tipo de soldadura	Penetración completa	Requiere soldadura de penetración completa	✓
Placas idénticas	Idénticas	Idénticas	✓
Grado de perno	A490 N	A490 SC, F2280 SC	✗
<u>Viga</u>			
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD)	✓

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 59.27 cm

##### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Placa (lado de la viga)</u>						
Separación vertical entre pernos	[cm]	4.50	3.39	24.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal	[cm]	8.00	3.39	24.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
<u>Datos de la placa superior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Datos de la placa inferior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Placa (lado del soporte)</u>						
Tamaño de soldadura placa superior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4
Tamaño de soldadura placa inferior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4

## Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación De Baja Altura - 4 Pisos - Conexión BFP (Continuación)

<u>Viga</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	2.75	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Longitud	[cm]	35.20	17.60	35.20	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	10.88	5.33	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.00	1.25	--	✗	Sec. J10.8
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	2.00	0.43	--	✓	Sec. G2.1
<b>REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)</b>						
<u>Viga</u>						
Profundidad de la viga	[cm]	27.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
Peso de la viga	[Ton/m]	0.04	--	0.22	✓	
Espesor de ala	[cm]	1.02	--	2.54	✓	
Mínima relación longitud-altura		16.00	9.00	--	✓	
<u>Soporte</u>						
Canto de columna	[cm]	40.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
<u>Momento - Alas con placas</u>						
Longitud de grupo de pernos	[cm]	27.00	--	27.00	✓	
Diámetro del perno	[cm]	1.27	--	2.86	✓	

### VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Rel.	Referencias
<u>Placa superior (lado de la viga)</u>						
Compresión	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Tensión en fluencia	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Corte en los pernos	[Ton]	63.01	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	326.26	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte	[Ton]	225.57	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Tensión a rotura	[Ton]	113.35	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
<u>Placa inferior (lado de la viga)</u>						
Tensión en fluencia	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Corte en los pernos	[Ton]	63.01	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Tensión a rotura	[Ton]	113.35	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
Bloque de corte	[Ton]	225.57	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	326.26	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
<u>Viga</u>						
Flexión del ala superior	[Ton*m]	11.03	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala superior bajo carg...	[Ton]	133.12	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior	[Ton]	84.23	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Flexión del ala inferior	[Ton*m]	11.03	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala inferior bajo carga...	[Ton]	133.12	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala inferior	[Ton]	84.23	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
<u>Soporte</u>						
<u>Rigidizadores transversales - superior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	40.43	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	29.05	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Rigidizadores transversales - inferior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	40.43	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	29.05	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Provisiones Sísmicas</u>						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	435.02	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	435.02	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton]	177.49	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton]	177.49	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton]	112.31	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton]	112.31	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	25.03	24.91	CM	1.00	FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1,
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	38.92	24.91	CM	0.64	AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	38.92	24.91	CM	0.64	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	19.85	24.91	CM	1.25	FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	100.74	24.91	CM	0.25	FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
<b>Relación de resistencia crítica global</b>		<b>1.25</b>				

## 5.4.5. Anexo 5

### Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación de Mediana Altura - 8 Pisos - Conexión BFP

#### Conexiones Metálicas

##### Resultados

Nombre de la conexión : FP\_BCF\_1PL\_7B1  
ID de la conexión : 1M

Familia: Viga - Ala de columna (BCF)  
Tipo: Flange-plated  
Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD

##### SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [T]	Pu [T]	Mu [T*m]	PufTop [T]	PufBot [T]	PufTop [T]	PufBot [T]	Pu [T]	Vu [T]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

##### VALORES PERMITIDOS

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
<u>Momento - Alas con placas</u>			
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD), Sobredimensionado (OVS)	✓
Material	Fy:2531.04 kg/cm <sup>2</sup> , Fu:4077.78 kg/cm <sup>2</sup>	A36, A572 Grado 50	✗
Tipo de soldadura	Penetración completa	Requiere soldadura de penetración completa	✓
Placas idénticas	Idénticas	Idénticas	✓
Grado de perno	A490 N	A490 SC, F2280 SC	✗
<u>Viga</u>			
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD)	✓

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 75.77 cm

##### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Placa (lado de la viga)</u>						
Separación vertical entre pernos	[cm]	5.00	4.23	30.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal	[cm]	9.00	4.23	30.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
<u>Datos de la placa superior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	7.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Datos de la placa inferior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	7.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Placa (lado del soporte)</u>						
Tamaño de soldadura placa superior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4
Tamaño de soldadura placa inferior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4
<u>Viga</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	3.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5

## Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación de Mediana Altura - 8 Pisos - Conexión BFP (Continuación)

Distancia horizontal al borde	[cm]	4.00	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<b>Rigidizadores transversales</b>						
Longitud	[cm]	54.00	27.00	54.00	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	10.88	7.23	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.90	1.30	--	✓	Sec. J10.8
<b>Rigidizadores paralelos al alma</b>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.70	0.70	--	✓	Sec. G2.1
<b>REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)</b>						
<b>Viga</b>						
Profundidad de la viga	[cm]	36.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
Peso de la viga	[Ton/m]	0.06	--	0.22	✓	
Espesor de ala	[cm]	1.27	--	2.54	✓	
Mínima relación longitud-altura		12.00	9.00	--	✓	
<b>Soporte</b>						
Canto de columna	[cm]	60.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
<b>Momento - Alas con placas</b>						
Longitud de grupo de pernos	[cm]	35.00	--	36.00	✓	
Diámetro del perno	[cm]	1.59	--	2.86	✓	

### VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Rel.	Referencias
<b>Placa superior (lado de la viga)</b>						
Compresión	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Tensión en fluencia	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Corte en los pernos	[Ton]	112.79	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	483.82	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte	[Ton]	287.40	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Tensión a rotura	[Ton]	160.54	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
<b>Placa inferior (lado de la viga)</b>						
Tensión en fluencia	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Corte en los pernos	[Ton]	112.79	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Tensión a rotura	[Ton]	160.54	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
Bloque de corte	[Ton]	287.40	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	483.82	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
<b>Viga</b>						
Flexión del ala superior	[Ton*m]	23.21	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala superior bajo carg...	[Ton]	231.66	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior	[Ton]	135.05	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Flexión del ala inferior	[Ton*m]	23.21	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala inferior bajo carga...	[Ton]	231.66	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala inferior	[Ton]	135.05	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
<b>Soporte</b>						
<b>Rigidizadores transversales - superior</b>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	72.15	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	58.16	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<b>Rigidizadores transversales - inferior</b>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	72.15	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	58.16	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<b>Provisiones Sísmicas</b>						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	645.09	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	645.09	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton]	308.89	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton]	308.89	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton]	180.07	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton]	180.07	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	61.33	53.61	CM	0.87	FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	72.04	53.61	CM	0.74	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	72.04	53.61	CM	0.74	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	44.61	53.61	CM	1.20	FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	209.23	53.61	CM	0.26	FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
<b>Relación de resistencia crítica global</b>		<b>1.20</b>				

## 5.4.6. Anexo 6

### Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación de Gran Altura - 12 Pisos - Conexión BFP

#### Conexiones Metálicas

##### Resultados

Nombre de la conexión : FP\_BCF\_1PL\_7B1  
ID de la conexión : 1M

Familia: Viga - Ala de columna (BCF)  
Tipo: Flange-plated  
Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD

##### SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [T]	Pu [T]	Mu [T*m]	PufTop [T]	PufBot [T]	PufTop [T]	PufBot [T]	Pu [T]	Vu [T]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

##### VALORES PERMITIDOS

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
<u>Momento - Alas con placas</u>			
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD), Sobredimensionado (OVS)	✓
Material	Fy:2531.04 kg/cm <sup>2</sup> , Fu:4077.78 kg/cm <sup>2</sup>	A36, A572 Grado 50	✗
Tipo de soldadura	Penetración completa	Requiere soldadura de penetración completa	✓
Placas idénticas	Idénticas	Idénticas	✓
Grado de perno	A490 N	A490 SC, F2280 SC	✗
<u>Viga</u>			
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD)	✓

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 75.77 cm

##### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
<u>Placa (lado de la viga)</u>						
Separación vertical entre pernos	[cm]	5.00	4.23	30.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal	[cm]	9.00	4.23	30.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
<u>Datos de la placa superior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	7.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Datos de la placa inferior</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	7.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Placa (lado del soporte)</u>						
Tamaño de soldadura placa superior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4
Tamaño de soldadura placa inferior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4

Página 1

## Reporte en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Edificación de Gran Altura - 12 Pisos - Conexión BFP (Continuación)

<u>Viga</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	3.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.00	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Longitud	[cm]	54.00	27.00	54.00	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	10.88	7.23	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.90	1.30	--	✓	Sec. J10.8
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.70	0.70	--	✓	Sec. G2.1
<u>REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)</u>						
<u>Viga</u>						
Profundidad de la viga	[cm]	36.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
Peso de la viga	[Ton/m]	0.06	--	0.22	✓	
Espesor de ala	[cm]	1.27	--	2.54	✓	
Mínima relación longitud-altura		12.00	9.00	--	✓	
<u>Soporte</u>						
Canto de columna	[cm]	60.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
<u>Momento - Alas con placas</u>						
Longitud de grupo de pernos	[cm]	35.00	--	36.00	✓	
Diámetro del perno	[cm]	1.59	--	2.86	✓	

### VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Rel.	Referencias
<u>Placa superior (lado de la viga)</u>						
Compresión	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Tensión en fluencia	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Corte en los pernos	[Ton]	112.79	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	483.82	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte	[Ton]	287.40	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Tensión a rotura	[Ton]	160.54	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
<u>Placa inferior (lado de la viga)</u>						
Tensión en fluencia	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	142.14	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Corte en los pernos	[Ton]	112.79	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Tensión a rotura	[Ton]	160.54	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
Bloque de corte	[Ton]	287.40	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	483.82	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
<u>Viga</u>						
Flexión del ala superior	[Ton*m]	23.21	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala superior bajo carg...	[Ton]	231.66	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior	[Ton]	135.05	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Flexión del ala inferior	[Ton*m]	23.21	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala inferior bajo carga...	[Ton]	231.66	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala inferior	[Ton]	135.05	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
<u>Soporte</u>						
<u>Rigidizadores transversales - superior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	72.15	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	58.16	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Rigidizadores transversales - inferior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	72.15	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	58.16	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
<u>Provisiones Sísmicas</u>						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	645.09	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	645.09	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton]	308.89	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton]	308.89	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton]	180.07	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton]	180.07	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	61.33	53.61	CM	0.87	FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1,
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	72.04	53.61	CM	0.74	AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	72.04	53.61	CM	0.74	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	44.61	53.61	CM	1.20	FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	209.23	53.61	CM	0.26	FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
<b>Relación de resistencia crítica global</b>		<b>1.20</b>				

### 5.4.7. Anexo 7

#### Cálculo del Periodo de Vibración según NEC-2015

---

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

$T$  Periodo de vibración

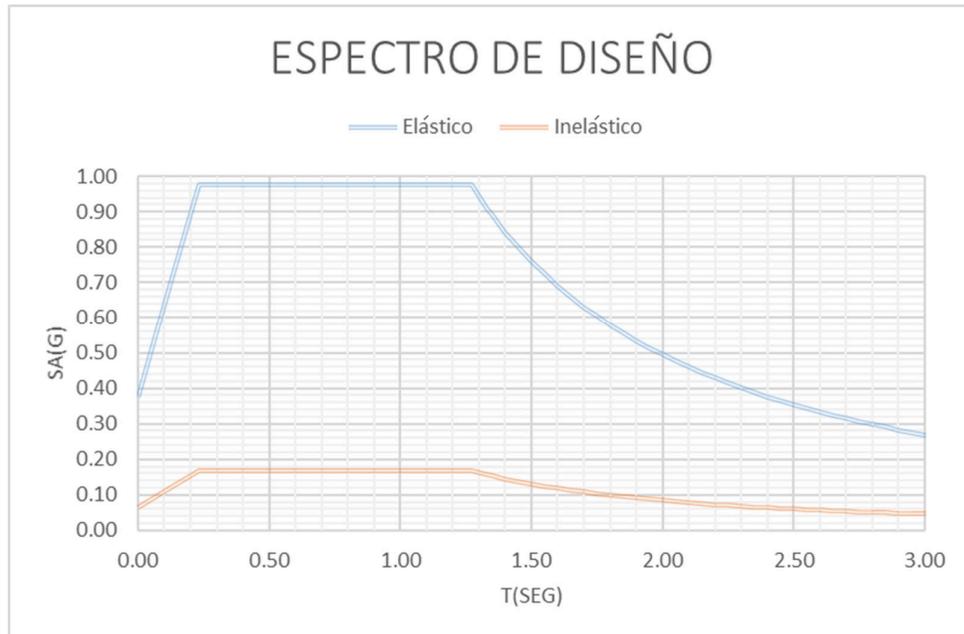
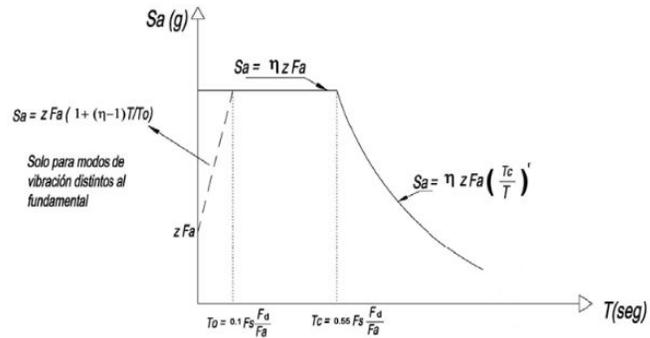
---

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

### 5.4.8. Anexo 8

#### Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de baja altura

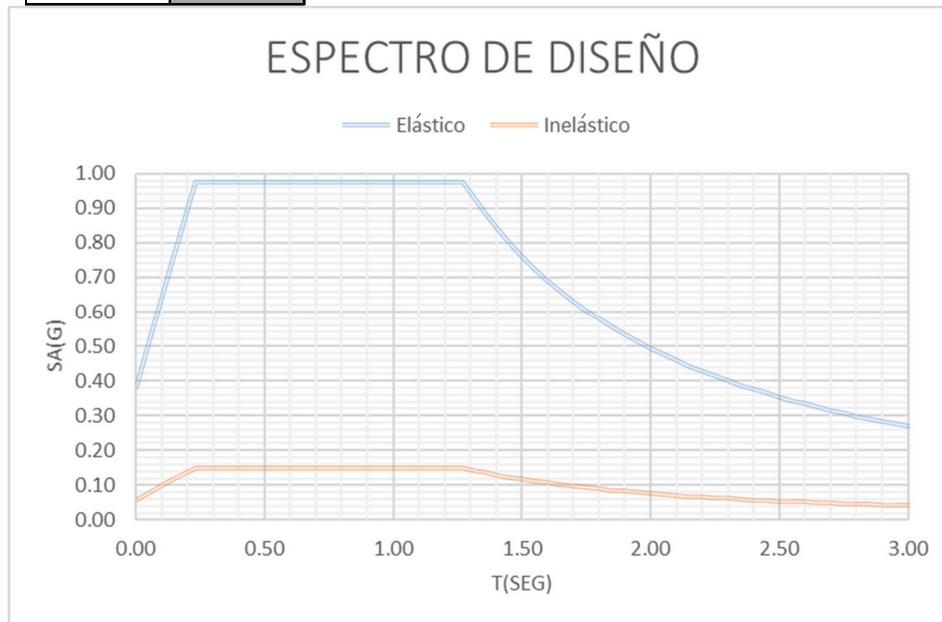
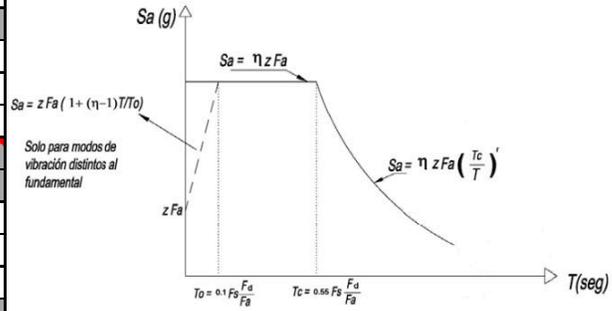
<b>I</b>	1
<b>CIUDAD</b>	PUYO
<b>Z</b>	0.3
<b>SUELO</b>	E
<b>Fa</b>	1.25
<b>Fd</b>	1.7
<b>Fs</b>	1.7
<b>n</b>	2.6
<b>r</b>	1.5
<b>To</b>	0.231
<b>Tc</b>	1.272
<b>TL</b>	4.080
<b>Φ<sub>P</sub></b>	0.81
<b>Φ<sub>E</sub></b>	0.9
<b>R</b>	8



### 5.4.9. Anexo 9

#### Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de mediana altura

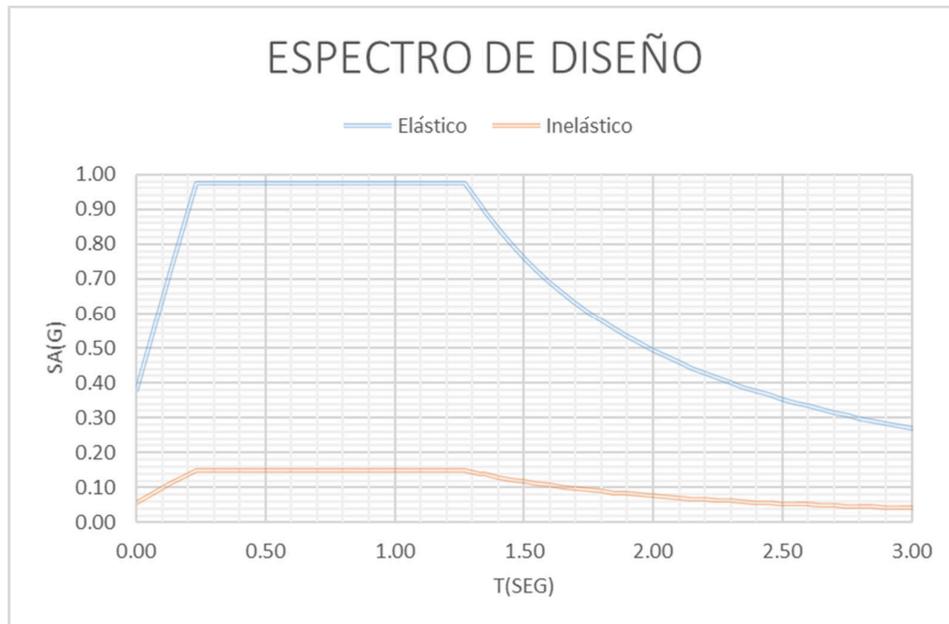
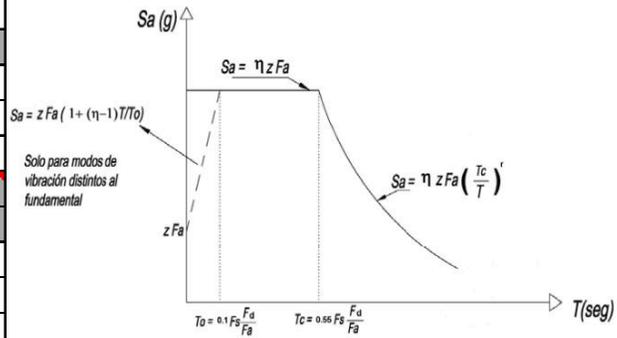
<b>I</b>	1
<b>CIUDAD</b>	PUYO
<b>Z</b>	0.3
<b>SUELO</b>	E
<b>Fa</b>	1.25
<b>Fd</b>	1.7
<b>Fs</b>	1.7
<b>n</b>	2.6
<b>r</b>	1.5
<b>To</b>	0.231
<b>Tc</b>	1.272
<b>TL</b>	4.080
<b>Φ<sub>p</sub></b>	0.81
<b>Φ<sub>E</sub></b>	1
<b>R</b>	8



### 5.4.10. Anexo 10

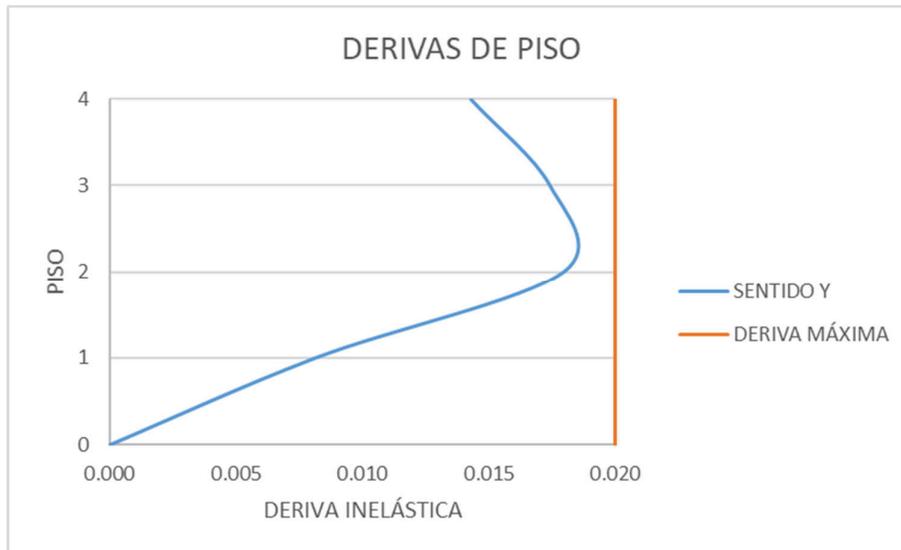
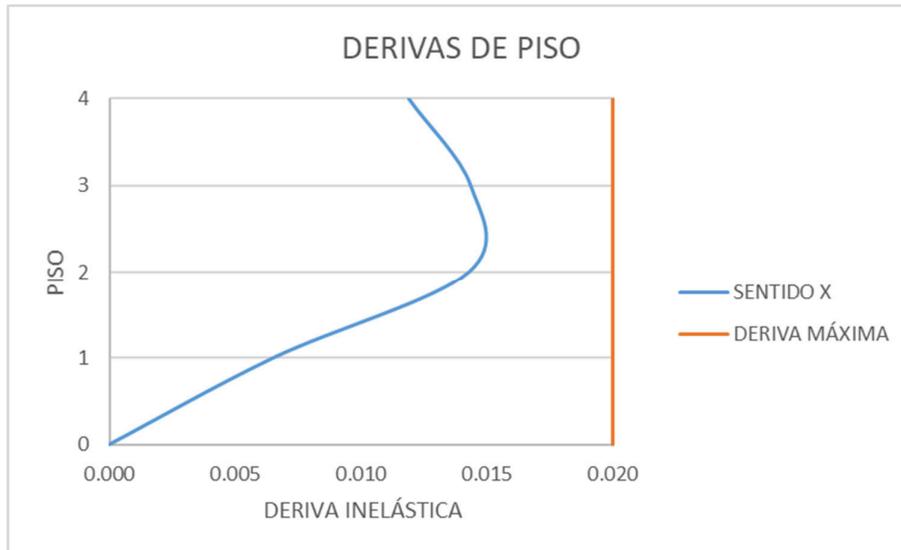
#### Espectro de aceleraciones según NEC-15 /Edificación de gran altura

<b>I</b>	1
<b>CIUDAD</b>	PUYO
<b>Z</b>	0.3
<b>SUELO</b>	E
<b>Fa</b>	1.25
<b>Fd</b>	1.7
<b>Fs</b>	1.7
<b>n</b>	2.6
<b>r</b>	1.5
<b>To</b>	0.231
<b>Tc</b>	1.272
<b>TL</b>	4.080
<b>Φ<sub>p</sub></b>	1
<b>Φ<sub>E</sub></b>	0.81
<b>R</b>	8



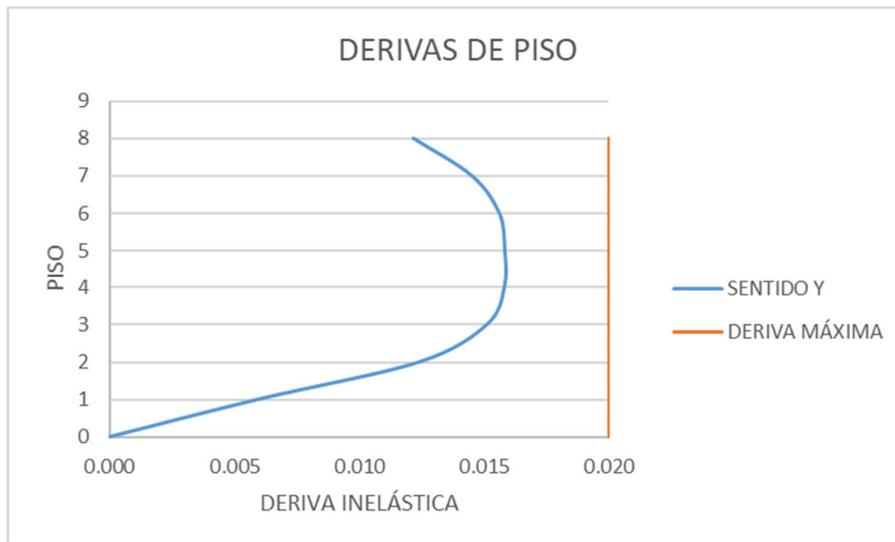
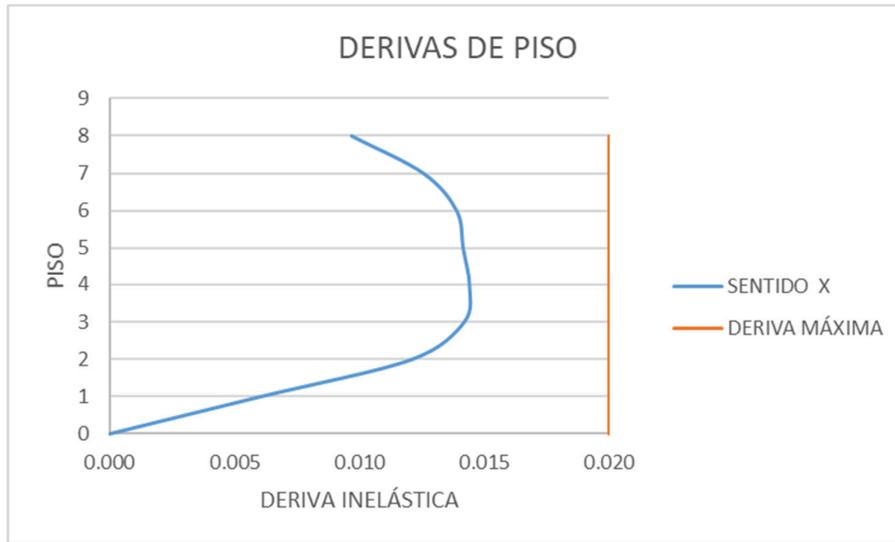
### 5.4.11. Anexo 11

Gráfica de las derivas de piso en sentido X e Y para la edificación de baja altura



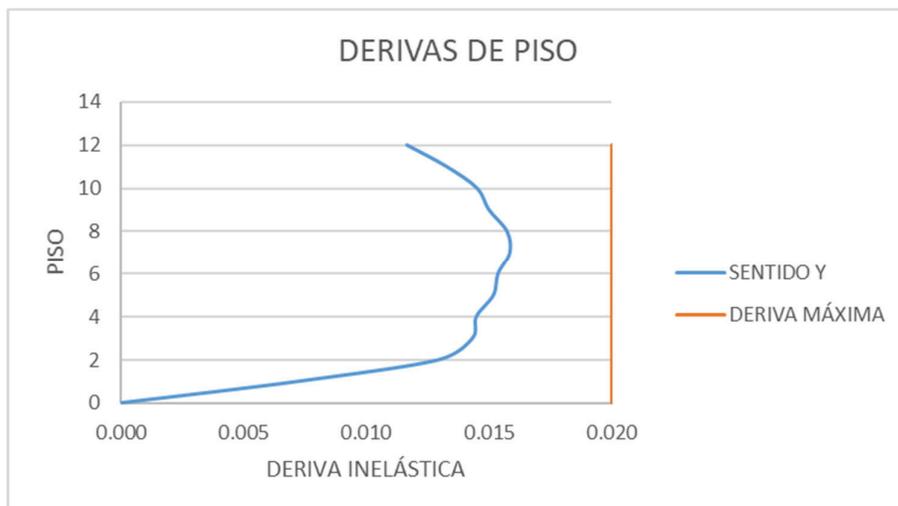
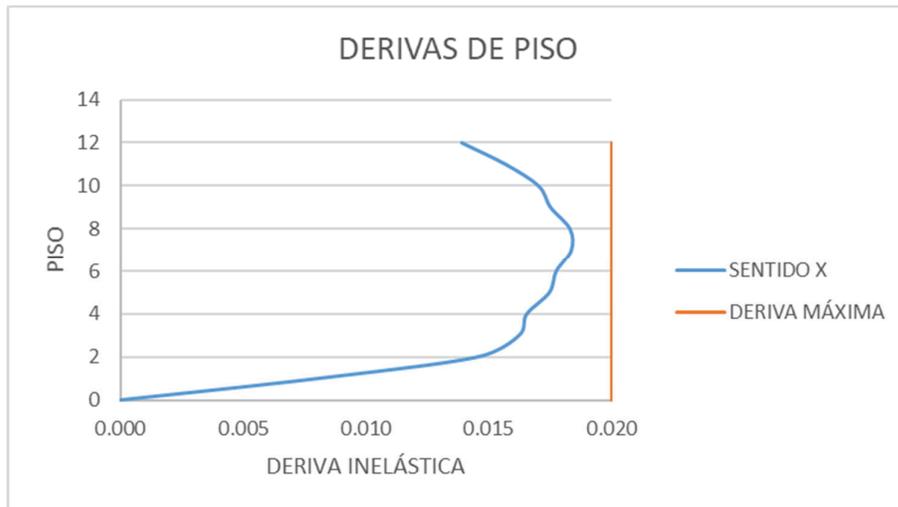
### 5.4.12. Anexo 12

Gráfica de las derivas de piso en sentido X e Y para la edificación de mediana altura.



### 5.4.13. Anexo 13

#### Gráfica de las derivas de piso en sentido X e Y para la edificación de gran altura



#### 5.4.14. Anexo 14

#### Periodos de vibración calculados para Edificación de baja altura

Caso	Modo	Periodo
		seg
Modal	1	0.533
Modal	2	0.501
Modal	3	0.375
Modal	4	0.159
Modal	5	0.149
Modal	6	0.137
Modal	7	0.063
Modal	8	0.063
Modal	9	0.055
Modal	10	0.048
Modal	11	0.045
Modal	12	0.042
Modal	13	0.039
Modal	14	0.033
Modal	15	0.031
Modal	16	0.028
Modal	17	0.028
Modal	18	0.026

### 5.4.15. Anexo 15

#### Valores de participación de la masa para la edificación de baja altura

<b>Modo</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>RZ</b>
1	0.0024	0.6481	0.0024	0.6481	0.0711
2	0.6805	0.0076	0.6828	0.6557	0.0218
3	0.0262	0.0516	0.7091	0.7073	0.5796
4	0.0011	0.0919	0.7102	0.7992	0.0312
5	0.1187	0.0002	0.8289	0.7994	0.0044
6	0.0034	0.0312	0.8324	0.8306	0.0884
7	0.0416	0.1086	0.8739	0.9391	0.0019
8	0.1061	0.0422	<b>0.9800</b>	<b>0.9814</b>	0.0003
9	0.0035	0.0018	0.9834	0.9831	0.1862
10	0.0036	0.0090	0.9870	0.9921	0.0012
11	0.0120	0.0021	0.9990	0.9942	0.0000
12	0.0003	0.0051	0.9994	0.9992	0.0074
13	0.0001	0.0000	0.9995	0.9993	0.0052
14	0.0002	0.0004	0.9997	0.9997	0.0003
15	0.0000	0.0000	0.9997	0.9997	0.0001
16	0.0000	0.0000	0.9997	0.9998	0.0001
17	0.0000	0.0000	0.9997	0.9998	0.0001
18	0.0000	0.0000	0.9997	0.9998	0.0000

**5.4.16. Anexo 16**

**Derivas de piso para la edificación de baja altura**

<b>N° de piso</b>	<b>Caso/Combo</b>	<b>Dirección</b>	<b>Deriva Elástica <math>\Delta E</math></b>	<b>Deriva Elástica amplificada por conexión RBS</b>	<b>Deriva Inelástica (0.75R<math>\Delta E</math>)</b>
4	SH Max	X	0.001982	0.00214	0.01284
4	SH Max	Y	0.002382	0.00257	0.01544
3	SH Max	X	0.002391	0.00258	0.01549
3	SH Max	Y	0.002904	0.00314	0.01882
2	SH Max	X	0.002378	0.00257	0.01541
2	SH Max	Y	0.002989	0.00323	0.01937
1	SH Max	X	0.001083	0.00117	0.00702
1	SH Max	Y	0.001351	0.00146	0.00875

#### 5.4.17. Anexo 17

#### Periodos de vibración calculados para Edificación de mediana altura

Caso	Modo	Periodo
		sg
Modal	1	0.868
Modal	2	0.844
Modal	3	0.751
Modal	4	0.29
Modal	5	0.278
Modal	6	0.248
Modal	7	0.146
Modal	8	0.133
Modal	9	0.121
Modal	10	0.09
Modal	11	0.079
Modal	12	0.073
Modal	13	0.06
Modal	14	0.052
Modal	15	0.048
Modal	16	0.045
Modal	17	0.045
Modal	18	0.043

#### 5.4.18. Anexo 18

##### Valores de participación de la masa para la edificación de mediana altura

<b>Mode</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>RZ</b>
1	0.2041	0.5244	0.2041	0.5244	0.0006
2	0.5384	0.2005	0.7425	0.7249	0.0001
3	0.0000	0.0006	0.7425	0.7256	0.7306
4	0.1192	0.0060	0.8617	0.7315	0.0000
5	0.0052	0.1278	0.8669	0.8593	0.0005
6	0.0001	0.0006	0.8670	0.8598	0.1300
7	0.0553	0.0002	0.9223	0.8601	0.0000
8	0.0002	0.0597	<b>0.9225</b>	<b>0.9198</b>	0.0006
9	0.0000	0.0007	0.9226	0.9204	0.0584
10	0.0318	0.0000	0.9543	0.9205	0.0000
11	0.0000	0.0332	0.9544	0.9537	0.0006
12	0.0000	0.0006	0.9544	0.9543	0.0327
13	0.0194	0.0000	0.9738	0.9543	0.0000
14	0.0000	0.0196	0.9738	0.9739	0.0004
15	0.0000	0.0004	0.9738	0.9743	0.0194
16	0.0000	0.0000	0.9738	0.9743	0.0000
17	0.0128	0.0000	0.9866	0.9743	0.0000
18	0.0000	0.0000	0.9866	0.9743	0.0000

#### 5.4.19. Anexo 19

#### Derivas de piso para la edificación de mediana altura

<b>N° de piso</b>	<b>Load Case/Combo</b>	<b>Dirección</b>	<b>Deriva Elástica <math>\Delta E</math></b>	<b>Deriva Elástica amplificada por conexión RBS</b>	<b>Deriva Inelástica (0.75RAE)</b>
8	SH Max	X	0.00162	0.00175	0.01048
8	SH Max	Y	0.00203	0.00219	0.01315
7	SH Max	X	0.00210	0.00227	0.01360
7	SH Max	Y	0.00242	0.00261	0.01568
6	SH Max	X	0.00232	0.00251	0.01503
6	SH Max	Y	0.00260	0.00281	0.01687
5	SH Max	X	0.00236	0.00255	0.01531
5	SH Max	Y	0.00264	0.00285	0.01711
4	SH Max	X	0.00241	0.00260	0.01558
4	SH Max	Y	0.00264	0.00285	0.01709
3	SH Max	X	0.00237	0.00256	0.01536
3	SH Max	Y	0.00252	0.00272	0.01633
2	SH Max	X	0.00202	0.00219	0.01312
2	SH Max	Y	0.00207	0.00223	0.01341
1	SH Max	X	0.00101	0.00109	0.00656
1	SH Max	Y	0.00099	0.00107	0.00642

#### 5.4.20. Anexo 20

#### Periodos de vibración calculados para Edificación de gran altura

Caso	Modo	Periodo
		seg
Modal	1	1.116
Modal	2	1.074
Modal	3	0.953
Modal	4	0.396
Modal	5	0.387
Modal	6	0.343
Modal	7	0.204
Modal	8	0.201
Modal	9	0.178
Modal	10	0.12
Modal	11	0.119
Modal	12	0.105
Modal	13	0.08
Modal	14	0.079
Modal	15	0.07
Modal	16	0.061
Modal	17	0.06
Modal	18	0.053

#### 5.4.21. Anexo 21

#### Valores de participación de la masa para la edificación de gran altura.

Modo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.7524	0.0000	0.7524	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.7582	0.7524	0.7582	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.7524	0.7582	0.7558
4	0.1358	0.0000	0.8882	0.7582	0.0000
5	0.0000	0.1313	0.8882	0.8895	0.0000
6	0.0000	0.0000	0.8882	0.8895	0.1321
7	0.0449	0.0000	0.9331	0.8895	0.0000
8	0.0000	0.0441	<b>0.9331</b>	<b>0.9337</b>	0.0000
9	0.0000	0.0000	0.9331	0.9337	0.0448
10	0.0236	0.0000	0.9567	0.9337	0.0000
11	0.0000	0.0234	0.9567	0.9571	0.0000
12	0.0000	0.0000	0.9567	0.9571	0.0240
13	0.0221	0.0000	0.9788	0.9571	0.0000
14	0.0000	0.0220	0.9788	0.9791	0.0000
15	0.0000	0.0000	0.9788	0.9791	0.0224
16	0.0121	0.0000	0.9908	0.9791	0.0000
17	0.0000	0.0120	0.9908	0.9910	0.0000
18	0.0000	0.0000	0.9908	0.9910	0.0118

5.4.22. Anexo 22

Derivas de piso para la edificación de gran altura.

N° de piso	Caso/Combo	Dirección	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Elástica amplifica por conexión RBS	Deriva Inelástica (0.75R $\Delta E$ )
12	SH Max	X	0.00232	0.00250	0.01502
12	SH Max	Y	0.00194	0.00210	0.01258
11	SH Max	X	0.00262	0.00283	0.01695
11	SH Max	Y	0.00221	0.00239	0.01434
10	SH Max	X	0.00284	0.00307	0.01840
10	SH Max	Y	0.00242	0.00261	0.01568
9	SH Max	X	0.00292	0.00315	0.01893
9	SH Max	Y	0.00250	0.00270	0.01620
8	SH Max	X	0.00305	0.00330	0.01978
8	SH Max	Y	0.00262	0.00283	0.01700
7	SH Max	X	0.00306	0.00331	0.01984
7	SH Max	Y	0.00264	0.00285	0.01712
6	SH Max	X	0.00296	0.00320	0.01918
6	SH Max	Y	0.00256	0.00277	0.01660
5	SH Max	X	0.00291	0.00315	0.01888
5	SH Max	Y	0.00253	0.00273	0.01640
4	SH Max	X	0.00276	0.00298	0.01788
4	SH Max	Y	0.00241	0.00261	0.01564
3	SH Max	X	0.00271	0.00292	0.01753
3	SH Max	Y	0.00239	0.00258	0.01548
2	SH Max	X	0.00242	0.00262	0.01571
2	SH Max	Y	0.00216	0.00233	0.01400
1	SH Max	X	0.00134	0.00144	0.00866
1	SH Max	Y	0.00121	0.00130	0.00781

#### 5.4.23. Anexo 23

##### Distribución de la fuerza horizontal por piso para estructura de baja altura

PISO	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (T)	H <sub>i</sub> <sup>k</sup> xW <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> (T)
1	2.6	236.76	625.35	16.00
2	6.6	249.82	1700.93	43.53
3	9.2	124.40	1187.19	30.38
4	11.8	83.12	1021.54	26.14
	Σ	694.09	4535.01	

#### 5.4.24. Anexo 24

##### Distribución de la fuerza horizontal por piso para estructura de mediana altura

PISO	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (T)	H <sub>i</sub> <sup>k</sup> xW <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> (T)
1	3	251.89	924.96	6.44
2	6	251.89	2101.56	14.64
3	9	251.89	3396.52	23.65
4	12	251.89	4774.87	33.25
5	15	251.89	6218.75	43.31
6	18	251.89	7717.09	53.75
7	21	251.89	9262.29	64.51
8	24	172.73	7439.45	51.81
	Σ	1935.96	41835.47	

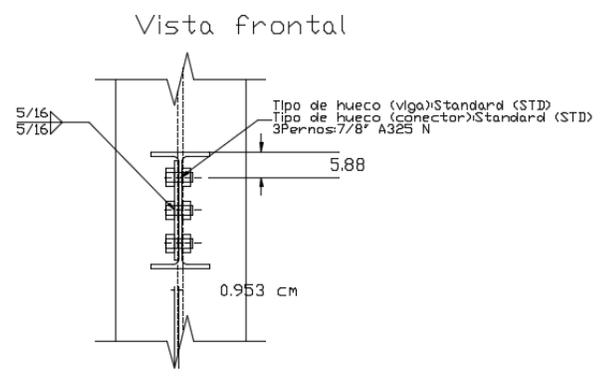
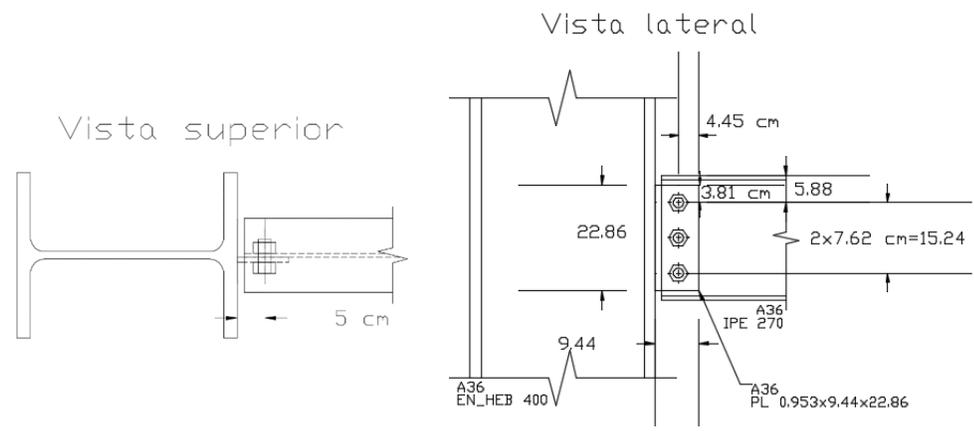
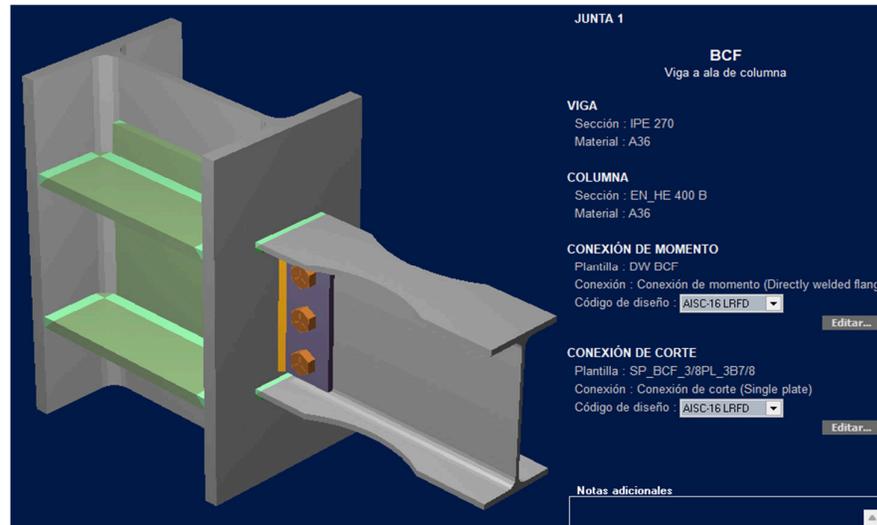
5.4.25. Anexo 25

Distribución de la fuerza horizontal por piso para estructura de gran altura

PISO	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (T)	H <sub>i</sub> <sup>k</sup> W <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> (T)
1	4	263.84	1651.48	4.96
2	6.6	244.25	2965.50	8.90
3	10.6	373.91	8496.63	25.51
4	13.2	240.86	7316.29	21.96
5	15.8	240.86	9281.00	27.86
6	18.4	240.86	11353.39	34.08
7	21	237.12	13312.85	39.96
8	23.6	237.12	15535.94	46.64
9	26.2	237.13	17840.46	53.55
10	28.8	231.69	19755.62	59.30
11	31.4	231.69	22148.90	66.49
12	34	172.75	18346.90	55.08
	Σ	2952.12	148004.96	

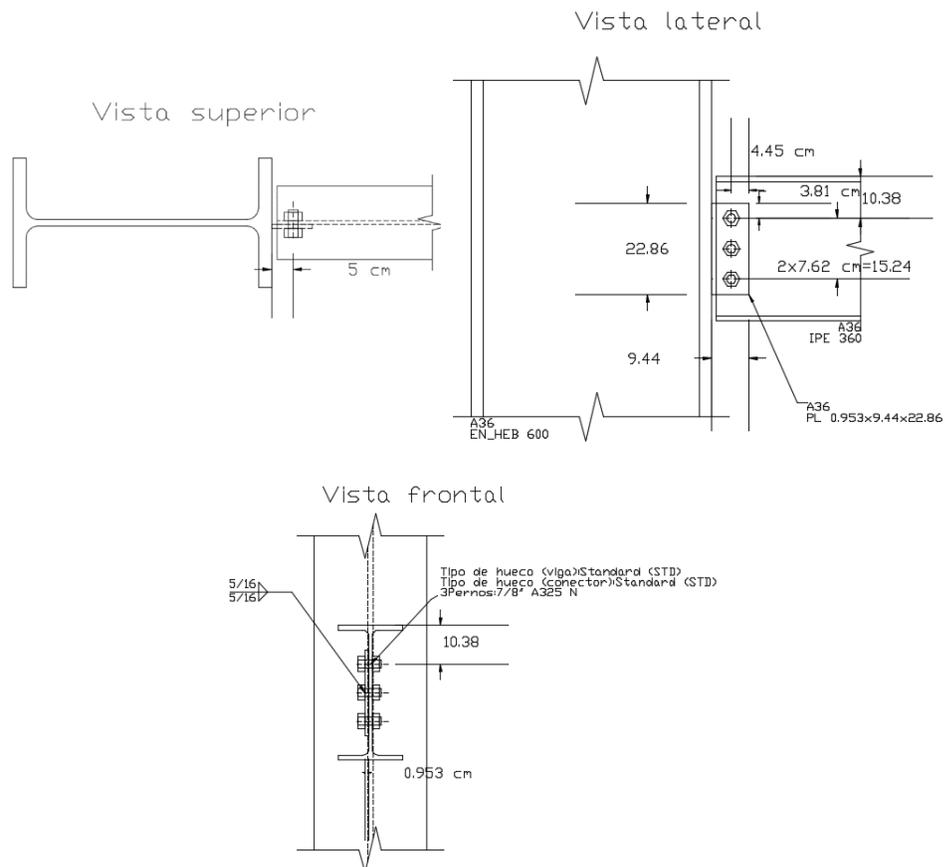
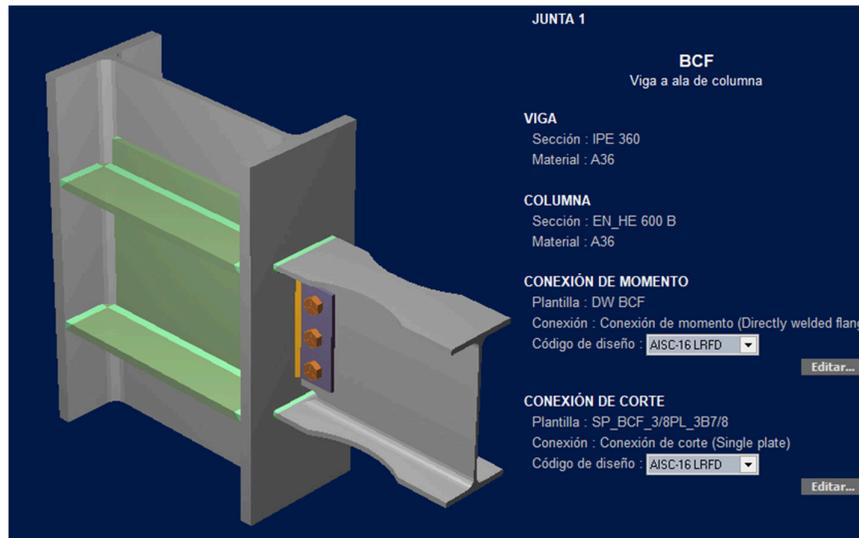
### 5.4.26. Anexo 26

## Detalles Estructurales obtenidos en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Conexión RBS – Edificación de Baja Altura.



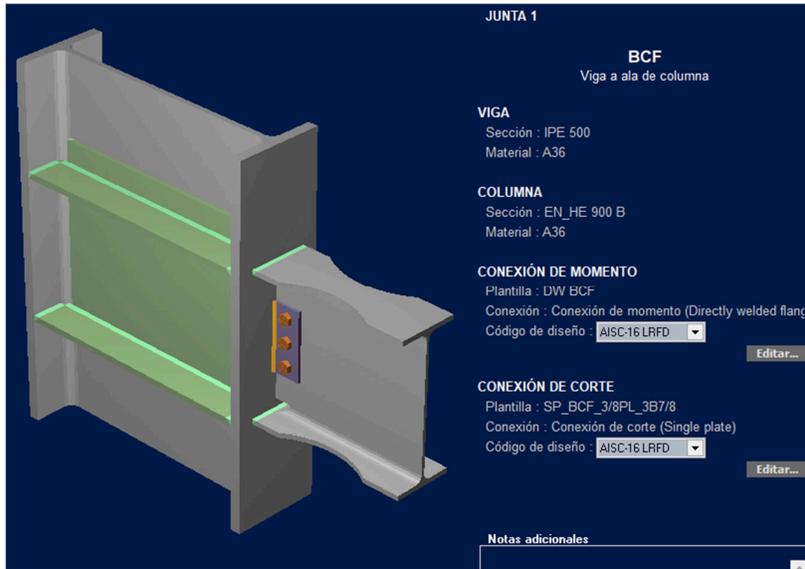
### 5.4.27. Anexo 27

## Detalles Estructurales obtenidos en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Conexión RBS – Edificación de Mediana Altura.

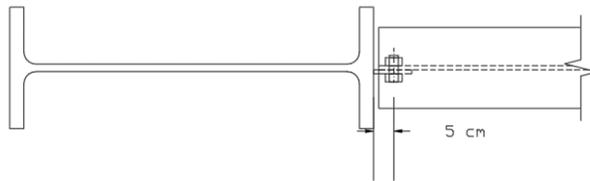


5.4.28. Anexo 28

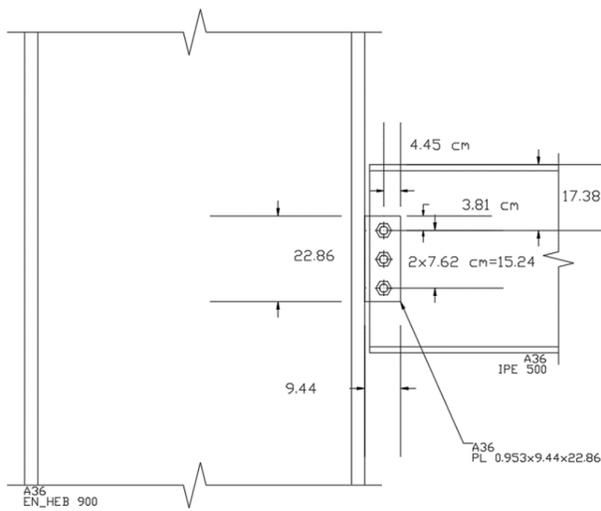
Detalles Estructurales obtenidos en “Ram Connection - Versión Estudiantil” -  
Conexión RBS – Edificación de Gran Altura.



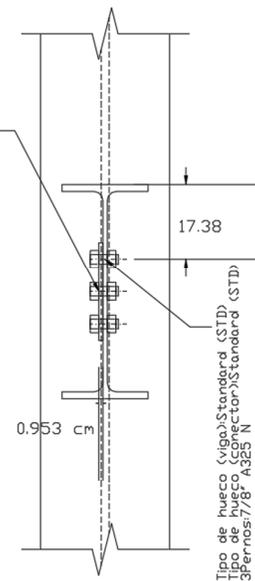
Vista superior



Vista lateral

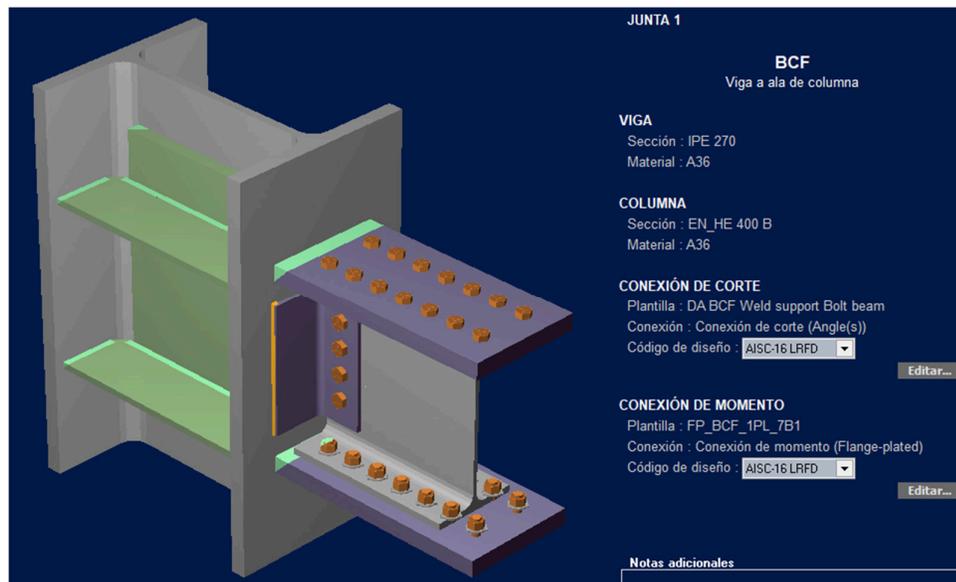


Vista frontal

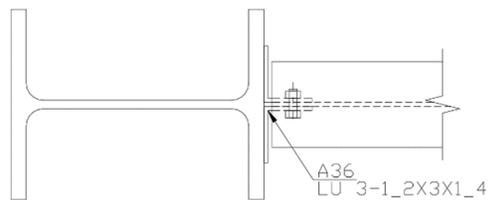


### 5.4.29. Anexo 29

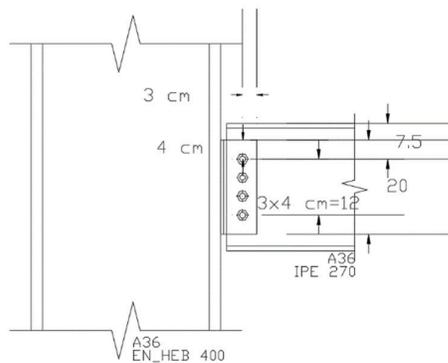
## Detalles Estructurales obtenidos en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Conexión BPF – Edificación de Baja Altura.



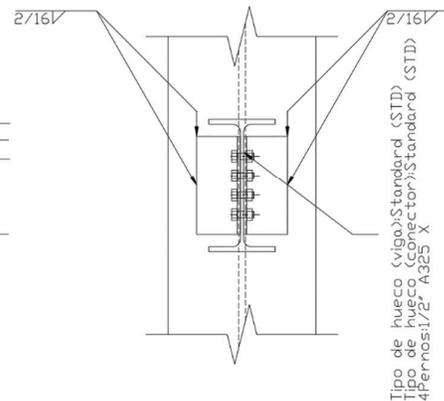
Vista superior



Vista lateral

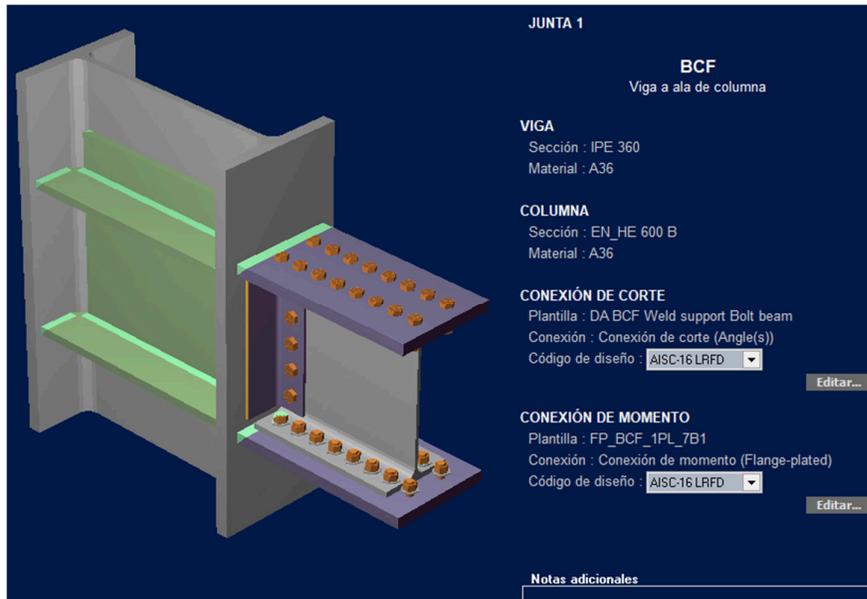


Vista frontal

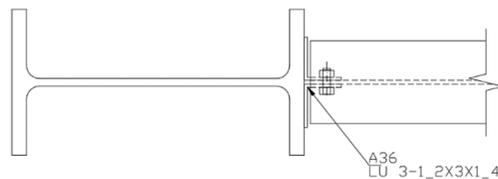


### 5.4.30. Anexo 30

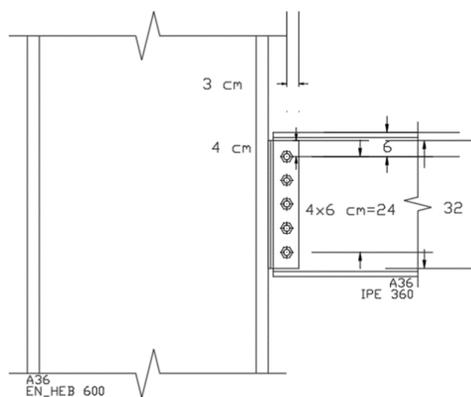
## Detalles Estructurales obtenidos en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Conexión BPF – Edificación de Mediana Altura.



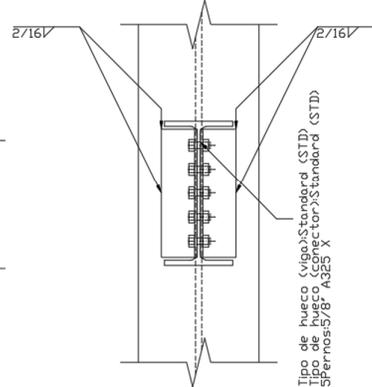
Vista superior



Vista lateral

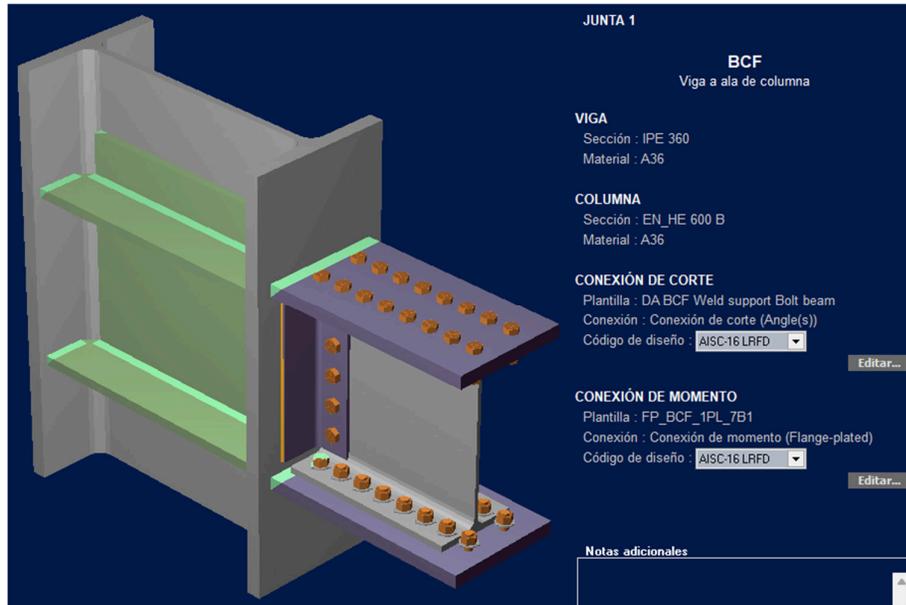


Vista frontal

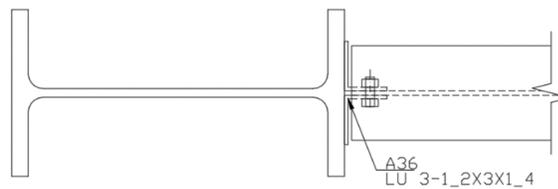


### 5.4.31. Anexo 31

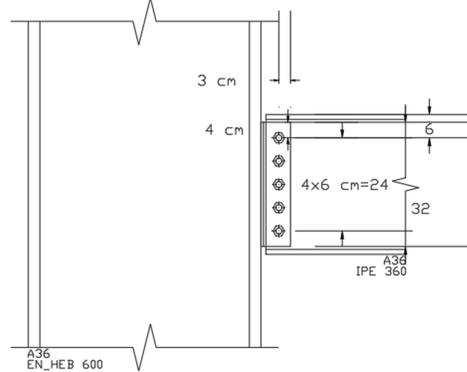
## Detalles Estructurales obtenidos en “Ram Connection - Versión Estudiantil” - Conexión BPF – Edificación de Gran Altura.



Vista superior



Vista lateral



Vista frontal

