

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN
EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS
RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO
HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS
RELLENAS DE HORMIGÓN.**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

MENCIÓN ESTRUCTURAS

CHANGO GUANO BYRON FABIÁN

byron.chango@epn.edu.ec

RUIZ BENAVIDES KARLA LISBETH

karla.ruiz@epn.edu.ec

DIRECTOR: PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

CO-DIRECTOR: MBA. ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO

Quito, abril 2021

DECLARACIÓN

Nosotros, Chango Guano Byron Fabián, Ruiz Benavides Karla Lisbeth declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos que le correspondan de este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, en su Reglamento y por la Normativa Nacional vigente.

Byron Fabián Chango Guano

Karla Lisbeth Ruiz Benavides

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Byron Fabián Chango Guano y Karla Lisbeth Ruiz Benavides, bajo nuestra supervisión.

PhD. Ing. Luis Tinerfe Hernández

Mba. Ing. Jorge Ricardo Vintimilla

DEDICATORIA

Dedico este trabajo:

A mi madre Blanca Guano y a mi padre Edwin Chango, por el amor y los valores con los cuales me han educado, por brindarme su apoyo a pesar de todo y por ser ejemplo de dedicación y trabajo, espero hacer lo posible para que se sientan orgullosos de su hijo, siempre estaré agradecido con Dios y la vida de tenerlos, los amo.

A mis hermanos, David, Xavier y Esteban que de una u otra manera me han apoyado para alcanzar mis objetivos, los quiero mucho.

Todos ustedes son parte importante de mi vida, gracias por haberme ayudado a culminar una etapa más.

Byron

DEDICATORIA

Dedico este trabajo:

A mis abuelitos Eulalia y Segundo por siempre estar pendientes de mí, por brindarme su inmenso amor y enseñarme a servir a los demás.

A mis abuelitos Claudina y Vicente, que fueron ejemplo de generosidad y trabajo y que desde el cielo me bendicen cada día. Están siempre en mis pensamientos.

A mis padres Doris y Homero, por siempre creer en mí y nunca limitarme en ningún aspecto de mi vida, por estar a mi lado cuando lo necesito, por su atención y cariño. Hay deudas que no se pueden pagar, pero espero que se sientan orgullosos de su hija.

Karla

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Edwin y Blanca por apoyarme incondicionalmente en cada etapa de mi vida, siempre estaré agradecido por sus consejos y cariño los cuales han forjado la persona que soy ahora, por su motivación constante para alcanzar las metas que me propongo.

Al PhD.Ing. Luis Hernández por ser una guía y brindarnos la oportunidad de desarrollar este proyecto con la ayuda de su experticia y consejos los cuales han sido parte importante para la exitosa culminación de este trabajo, así como habernos tenido toda la paciencia para orientarnos durante este tiempo.

Al Ing. Raúl Baquero por compartir sus conocimientos, que fueron de gran ayuda para la realización de este documento y brindarnos su criterio profesional.

A Karla Ruiz, por su valioso aporte en este proyecto de titulación, así como por brindarme la confianza y permitirme compartir este momento en el cuál culminamos una etapa más de nuestras vidas.

A esas grandes personas que llegaron a ser mis amigos, con quienes compartí gratos momentos que me dejaron muchas enseñanzas y recuerdos que no olvidaré, gracias por haber hecho de este tiempo en la universidad, algo memorable.

A la Escuela Politécnica Nacional y a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil, por todos los conocimientos que me han brindado gracias a los cuales pude finalizar mis estudios universitarios en esta gran Institución.

Byron

AGRADECIMIENTOS

A Dios y la Virgen por permitirme vivir esta etapa de mi vida y darme sabiduría y fortaleza para culminarla.

A mis padres Doris y Homero por depositar su confianza en mí, enseñarme el valor del trabajo, a pesar de que, nunca me faltó nada y por ser ejemplo de lucha y constancia en cada circunstancia de mi vida. A mi hermana Katy por ser apoyo incondicional y compartir cada experiencia conmigo.

A toda mi familia por siempre estar pendientes de mí, por celebrar mis triunfos y acompañarme en mis momentos más difíciles.

A mis amigos Alexander, Daniel, Jordan, Kevin y Rommel que se convirtieron en mi familia e hicieron que el camino para alcanzar esta meta sea más llevadero. A Byron por ser parte de este trabajo que es el resultado de nuestro esfuerzo y dedicación cada día. Estoy segura que les esperan grandes cosas.

A la Escuela Politécnica Nacional por permitir mi formación como una profesional que buscará servir a la sociedad. A cada uno de los docentes que me han impartido sus conocimientos a lo largo de toda mi vida estudiantil, de manera especial, al Dr. Luis Hernández por ser el apoyo principal para la realización de este proyecto y al Ing. Raúl Baquero por su orientación en este proceso.

Karla

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
DEDICATORIA.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTOS.....	VI
AGRADECIMIENTOS.....	VII
CONTENIDO	VIII
LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABLAS.....	XVII
RESUMEN.....	XXII
ABSTRACT	XXIII
CAPITULO 1	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	2
1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	3
1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 GENERAL.....	4
1.4.2 ESPECÍFICOS.....	4
CAPITULO 2	5
MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 ACERO	5
2.1.1 CONCEPTO	5
2.1.2 PROPIEDADES.....	5
2.1.3 TIPOS DE ACERO	7
2.2 PERFILES ESTRUCTURALES.....	8
2.2.1 TIPOS DE CONFORMADO	8
2.2.1.1 Conformado en frío.....	9
2.2.1.2 Conformados en caliente.....	9
2.2.1.3 Perfiles Armados.....	10
2.2.1.3.1 Tipo de Soldadura.....	10
2.3 ESTRUCTURAS METÁLICAS	12
2.3.1 ANTECEDENTES	12

2.3.2	TIPOS DE ESTRUCTURA	13
2.3.3	CONEXIONES.....	18
2.3.3.1	Conexiones simples.....	18
2.3.3.2	Conexiones a momento.....	18
2.3.3.3	Clasificación de las Conexiones FR, PR y Conexión Simple por diagrama momento-rotación	19
2.3.4	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	21
2.3.4.1	Ventajas	21
2.3.4.2	Desventajas	22
2.4	COLUMNAS METÁLICAS HUECAS.....	23
2.4.1	APLICACIONES EN SISTEMAS ESTRUCTURALES	23
2.5	COLUMNAS METÁLICAS COMPUESTAS	25
2.5.1	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN	25
2.5.2	INTERACCIÓN ACERO-HORMIGÓN	27
2.5.3	APLICACIONES EN SISTEMAS ESTRUCTURALES	28
2.6	COMPARACIÓN TEÓRICA.....	31
CAPITULO 3	33
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	33
3.1	PELIGRO SÍSMICO EN ECUADOR	33
3.1.1	ZONAS SÍSMICAS.....	33
3.1.2	PERFIL TIPO DE SUELO	34
3.1.3	COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN.....	35
3.2	ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES ...	37
3.3	CORTE BASAL.....	38
3.3.1	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.....	39
3.3.2	COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN.....	39
3.3.3	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R	40
3.3.4	CARGA SÍSMICA REACTIVA (W).....	41
3.4	PERIODO DE VIBRACIÓN (TA)	41
3.5	MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)	42
3.5.1	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	43
3.5.1.1	Análisis Estático.....	43
3.5.1.2	Análisis Dinámico Espectral	43
3.6	PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO DBF	43
3.6.1	COEFICIENTE SÍSMICO	43
3.6.2	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTANTE.....	44

3.6.3	DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE	45
3.6.4	DERIVAS	45
3.7	MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA.....	45
3.7.1	ESTADOS LÍMITE	45
3.7.1.1	Estados Límites de Servicio: (ELS).....	46
3.7.1.2	Estado Límite de Resistencia o Últimos: (ELU)	46
3.7.2	MÉTODO DE DISEÑO LRFD	47
3.7.2.1	Combinaciones de Carga	47
CAPITULO 4	48
DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	48
4.1	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	48
4.2	CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA.....	48
4.3	MATERIALES	51
4.4	CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO	51
4.5	PREDIMENSIONAMIENTO.....	52
4.5.1	VIGAS SECUNDARIAS	52
4.5.1.1	Clasificación de miembros sujetos a flexión	52
4.5.1.2	Resistencia a la flexión positiva.....	54
4.5.1.3	Resistencia de diseño al corte.....	59
4.5.2	VIGAS PRINCIPALES.....	60
4.5.2.1	Limites ancho - espesor de miembros de acero	60
4.5.2.2	Resistencia a flexión	62
4.5.2.3	Pandeo lateral torsional	62
4.5.2.4	Resistencia a corte del alma	66
4.5.3	LOSA	68
4.6	MODELO 1.....	69
4.6.1	COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN.....	69
4.6.1.1	Limitaciones ancho - espesor de secciones de acero	70
4.6.1.2	Resistencia a la compresión.....	71
4.6.2	CONEXIÓN VIGA – COLUMNA	73
4.6.3	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	75
4.6.3.1	Conexión Tipo RBS (Reduced Beam Section)	78
4.6.4	IRREGULARIDADES EN PLANTA.....	79
4.6.4.1	Irregularidad torsional	79
4.6.4.2	Retrocesos excesivos en las esquinas	81
4.6.4.3	Discontinuidad en el sistema de piso	81
4.6.4.4	Ejes estructurales no paralelos	82

4.6.5	IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	82
4.6.5.1	Piso flexible	82
4.6.5.2	Distribución de masa	83
4.6.5.3	Irregularidad geométrica.....	84
4.6.6	ANÁLISIS SÍSMICO	85
4.6.6.1	Sismo Estático	85
4.6.6.2	Sismo Dinámico	88
4.6.6.3	Control de Derivas	91
4.6.6.4	Relación Demanda – Capacidad.....	93
4.7	MODELO 2.....	94
4.7.1	ANÁLISIS SÍSMICO	95
4.7.1.1	Sismo Estático	95
4.7.1.2	Sismo Dinámico	95
4.7.1.3	Control de Derivas	96
4.7.1.4	Relación Demanda – Capacidad.....	97
4.8	MODELO 3.....	99
4.8.1	COLUMNAS RECTANGULARES DE ACERO HUECAS	99
4.8.1.1	Limitaciones ancho - espesor de secciones de acero	99
4.8.1.2	Resistencia a la compresión.....	100
4.8.2	CONEXIÓN VIGA – COLUMNA	102
4.8.3	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	103
4.8.4	ANÁLISIS SÍSMICO	104
4.8.4.1	Sismo Estático y Dinámico	104
4.8.4.2	Control de Derivas	106
4.8.4.3	Relación Demanda – Capacidad.....	108
4.9	MODELO 4.....	110
4.9.1	COLUMNAS RECTANGULARES HUECAS.....	110
4.9.1.1.1	Limitaciones ancho - espesor de acero.....	110
4.9.1.1.2	Resistencia a la compresión	110
4.9.1.2	Conexión Viga – Columna.....	112
4.9.2	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	114
4.9.3	ANÁLISIS SÍSMICO	114
4.9.3.1	Sismo Estático y Dinámico	114
4.9.3.2	Control de Derivas	117
4.9.3.3	Relación Demanda – Capacidad.....	118
	CAPITULO 5	120
	ANÁLISIS ECONÓMICO	120

5.1	COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE EL MODELO 1 Y 4.....	120
5.1.1	PRECIO UNITARIO.....	120
5.1.1.1	Costos Directos.....	120
5.1.1.2	Costos Indirectos	121
5.1.1.3	Determinación de rubros	121
5.1.2	VOLÚMENES DE OBRA.....	122
5.1.3	PRESUPUESTO MODELO 1.....	123
5.1.4	PRESUPUESTO MODELO 4.....	123
	CAPITULO 6	124
	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	124
6.1	COMPARACIÓN TÉCNICA ENTRE MODELO 1 Y MODELO 3.....	124
6.1.1	CORTANTE BASAL	124
6.1.2	CONEXIÓN VIGA – COLUMNA	125
6.1.3	DESPLAZAMIENTOS	125
6.1.4	CAPACIDAD A COMPRESIÓN	127
6.2	COMPARACIÓN TÉCNICO – ECONÓMICA ENTRE EL MODELO 1 Y MODELO 4.....	127
6.2.1	SECCIÓN DE COLUMNAS.....	128
6.2.2	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	128
6.2.3	CORTANTE BASAL	129
6.2.4	DERIVAS DE PISO	130
6.2.5	PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	131
6.2.6	PRESUPUESTOS	131
6.2.6.1	Costo de Material.....	132
	CAPITULO 7	133
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
7.1	CONCLUSIONES	133
7.2	RECOMENDACIONES.....	136
	BIBLIOGRAFÍA.....	137
	ANEXOS.....	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama de esfuerzo-deformación convencional para un material dúctil	5
Figura 2. Tipos de perfiles conformados en frío.....	9
Figura 3. Tipos de perfiles conformados en caliente.....	10
Figura 4. Columna armada.....	10
Figura 5. Soldadura de penetración completa	11
Figura 6. Puente de Brooklyn, Nueva York & Puente de Forth, Escocia.....	12
Figura 7. Pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas	14
Figura 8. Configuraciones para pórticos arriostrados concéntricamente.....	15
Figura 9. Configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente.....	16
Figura 10. Detalle de una riostra de pandeo restringido.	17
Figura 11. Pórtico con placa de acero	17
Figura 12. Conexión Simple	18
Figura 13. Conexión Totalmente Rígida	19
Figura 14. Conexión Parcialmente Rígida	19
Figura 15. Clasificación de las conexiones FR, PR y conexión simple por diagrama momento-rotación	20
Figura 16. Vista en Planta y Elevación - Conexión Reduced Beam Section (RBS).....	21
Figura 17. Sección transversal de columnas metálicas huecas	23
Figura 18. Hotel Ritz durante su construcción y hoy en día	23
Figura 19. Estructura remodelada, se mantiene el tipo de columnas.....	24
Figura 20. Estructura del Edificio Norcon	24
Figura 21. Secciones transversales de columnas compuestas.....	25
Figura 22. Curvas típicas de carga-deformación para el hormigón.....	26
Figura 23. Puente Wangchang East River.....	28

Figura 24. Estructura Millennium Tower	29
Figura 25. Ruifeng International Commercial Building	29
Figura 26. Edificio Taipei 101	30
Figura 27. Canton Tower.....	30
Figura 28. Movimiento de las placas tectónicas	33
Figura 29. Zonas sísmicas en Ecuador	34
Figura 30. Espectro sísmico elástico de aceleraciones	37
Figura 31. Fachada y corte frontal del edificio	48
Figura 32. Vista en elevación lateral del Edificio.....	49
Figura 33. Vista en elevación transversal del Edificio	49
Figura 34. Vista en Planta del Edificio	50
Figura 35. Sección se viga secundaria V008.....	53
Figura 36. Momentos flexionantes positivos, EN en la losa de hormigón.	54
Figura 37. Determinación ancho efectivo be	55
Figura 38. Sección de viga principal V027.....	61
Figura 39. Capacidad Resistente a Flexión de Vigas	63
Figura 40. Solicitación de cargas.....	64
Figura 41. Sección Columna CFST-CR21	70
Figura 42. Vista en Planta Nivel+12.60	76
Figura 43. Vista longitudinal en elevación Eje C.....	77
Figura 44. Vista longitudinal en elevación Eje 3	77
Figura 45. Vista Tridimensional Edificio con columnas CFST	78
Figura 46. Selección de tipo de conexión RBS.....	79
Figura 47. Asignación de tipo de conexión en vigas principales	79
Figura 48. Irregularidad Torsional.....	79

Figura 49. Retrocesos excesivos en las esquinas	81
Figura 50. Discontinuidad en el sistema de piso.....	81
Figura 51. Sistema con ejes no paralelos	82
Figura 52. Piso flexible	82
Figura 53. Distribución de masa	83
Figura 54. Irregularidad geométrica.....	84
Figura 55. Ingreso de coeficientes sísmicos - dirección X	86
Figura 56. Ingreso de coeficientes sísmicos - dirección Y	86
Figura 57. Representación gráfica de fuerzas sísmicas	87
Figura 58. Espectro sísmico de respuesta elástico e inelástico $S_a(T)$	88
Figura 59. Ingreso de coeficientes y factores para el análisis dinámico.....	88
Figura 60. Espectro de respuesta inelástico obtenido por el programa computacional.....	89
Figura 61. Modos de vibración	91
Figura 62. Relación Demanda – Capacidad N+ 6.30.....	93
Figura 63. Relación Demanda – Capacidad Elementos Compuestos eje longitudinal C	94
Figura 64. Relación Demanda – Capacidad N+ 6.30.....	97
Figura 65. Relación Demanda – Capacidad Elementos Compuestos eje longitudinal C	98
Figura 66. Sección Columna HSS-C21	99
Figura 67. Vista longitudinal en elevación Eje C.....	103
Figura 68. Relación Demanda – Capacidad N+ 3.15.....	108
Figura 69. Relación Demanda – Capacidad Columnas de acero huecas eje longitudinal C	109
Figura 70. Sección Columna HSS C400x450x12	110
Figura 71. Vista longitudinal en elevación eje C	114

Figura 72. Relación Demanda – Capacidad N+ 6.30.....	118
Figura 73. Relación Demanda – Capacidad Columnas de acero huecas eje longitudinal C	119
Figura 74. Desplazamientos Dirección X.....	126
Figura 75. Desplazamientos Dirección Y	126
Figura 76. Comparación de Pn para Columnas CFST vs Columnas HSS	127
Figura 77. Cortante Basal.....	129
Figura 78. Deriva Inelástica en X.....	130
Figura 79. Deriva Inelástica en Y.....	130
Figura 80. Comparación Costo de Material	132

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Factor de zona.....	34
Tabla 2. Perfiles de suelo según la NEC15.....	35
Tabla 3. Factor de sitio Fa.	36
Tabla 4. Factor de sitio Fd.	36
Tabla 5. Factor de sitio Fs.	36
Tabla 6. Coeficiente de Importancia	39
Tabla 7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	40
Tabla 8. Coeficiente R para sistemas de ductilidad limitada.	41
Tabla 9. Tipo de Estructura.....	42
Tabla 10. Determinación coeficiente K.....	44
Tabla 11. Deriva máxima de piso.....	45
Tabla 12. Estados límite y factores de resistencia	46
Tabla 13. Combinaciones de Carga.....	47
Tabla 14. Cargas de Diseño	52
Tabla 15. Clasificación elementos de compresión sujetos a flexión	53
Tabla 16. Clasificación viga secundaria V008.....	53
Tabla 17. Momento último viga secundaria V008	59
Tabla 18. Verificación Resistencia a Flexión.....	59
Tabla 19. Clasificación elementos a compresión para miembros moderada y altamente dúctiles.	61
Tabla 20. Clasificación viga principal V027	62
Tabla 21. Propiedades de la viga principal V027	63
Tabla 22. Verificación diseño a flexión viga principal	65
Tabla 23. Factor de Fluencia Probable	66
Tabla 24. Verificación diseño por corte	68

Tabla 25. Secciones de Vigas Principales y secundarias	68
Tabla 26. Propiedades de Placa Colaborante 55.....	69
Tabla 27. Capacidad de Carga de Placa Colaborante 55	69
Tabla 28. Clasificación elementos a compresión	70
Tabla 29. Clasificación Columna compuesta CR21	71
Tabla 30. Determinación de Cu y At	72
Tabla 31. Verificación de Resistencia a Compresión	72
Tabla 32. Verificación conexión columna fuerte - viga débil.....	75
Tabla 33. Secciones de columnas rellenas de hormigón	75
Tabla 34. Verificación para Sismo Dinámico en Dirección X.....	80
Tabla 35. Verificación para Sismo Estático en Dirección X.....	80
Tabla 36. Verificación para Sismo Dinámico en Dirección Y.....	80
Tabla 37. Verificación para Sismo Estático en Dirección Y.....	80
Tabla 38. Control de discontinuidad en planta	82
Tabla 39. Control de piso flexible dirección X	83
Tabla 40. Control de piso flexible dirección Y	83
Tabla 41. Control distribución de masa.....	84
Tabla 42. Control irregularidad geométrica	84
Tabla 43. Características Perfil de Suelo	85
Tabla 44. Coeficientes para Análisis Sísmico	85
Tabla 45. Cortante Basal y Coeficiente K	86
Tabla 46. Masas por piso.....	87
Tabla 47. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual	87
Tabla 48. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección X.....	89
Tabla 49. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección Y	89

Tabla 50. Ajuste Cortante Basal - Dirección Y	90
Tabla 51. Porcentaje de participación modal	90
Tabla 52. Participación Modal.....	91
Tabla 53. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X.....	92
Tabla 54. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X.....	92
Tabla 55. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y	92
Tabla 56. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y	92
Tabla 57. Cálculo del Cortante Basal y Coeficiente K	95
Tabla 58. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual	95
Tabla 59. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X.....	96
Tabla 60. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X.....	96
Tabla 61. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y	96
Tabla 62. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y	96
Tabla 63. Clasificación Columna compuesta C21	99
Tabla 64. Diseño a compresión de la columna de acero hueca C38.....	101
Tabla 65. Verificación conexión columna fuerte - viga débil.....	103
Tabla 66. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual	104
Tabla 67. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección X.....	104
Tabla 68. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección Y	105
Tabla 69. Ajuste Cortante Basal - Dirección X	105
Tabla 70. Ajuste Cortante Basal - Dirección Y	105
Tabla 71. Participación Modal.....	106
Tabla 72. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X.....	106
Tabla 73. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X.....	106
Tabla 74. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y	107

Tabla 75. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y	107
Tabla 76. Clasificación Columna de acero hueca C400x450x12	110
Tabla 77. Diseño a compresión de la columna de acero hueca C400x450x12	112
Tabla 78. Verificación conexión columna fuerte - viga débil.....	113
Tabla 79. Secciones de columnas de acero huecas	113
Tabla 80. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual	115
Tabla 81. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección X	115
Tabla 82. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección Y	115
Tabla 83. Ajuste Cortante Basal - Dirección Y	116
Tabla 84. Participación Modal.....	116
Tabla 85. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X.....	117
Tabla 86. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X.....	117
Tabla 87. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y.....	117
Tabla 88. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y.....	117
Tabla 89. Resumen de Rubros utilizados	121
Tabla 90. Peso de acero en columnas CFST.....	122
Tabla 91. Volumen de hormigón en columnas CFST.....	122
Tabla 92. Peso de acero en columnas HSS	122
Tabla 93. Presupuesto Modelo 1 con columnas CFST	123
Tabla 94. Presupuesto Modelo 4 con columnas HSS	123
Tabla 95. Comparación Cortante Basal dirección X.....	124
Tabla 96. Comparación Cortante Basal dirección Y.....	124
Tabla 97. Conexión Viga – Columna	125
Tabla 98. Secciones de Columnas	128
Tabla 99. Modos de vibración Modelo 1 y Modelo 4	128

Tabla 100. Peso Sísmico.....	129
Tabla 101. Peso propio de la estructura	131
Tabla 102. Comparación Económica	131
Tabla 103. Matriz de Resultados	133

RESUMEN

El presente estudio comparativo técnico económico se realiza con el propósito de analizar el aporte que tienen las columnas compuestas dentro de un sistema estructural formado de pórticos resistentes a momento y comprobar las ventajas que pueden ofrecer frente a otro tipo de elementos de acuerdo a la base teórica investigada, para esto se propone la modelación de dos estructuras metálicas aporticadas, una con columnas rectangulares de acero huecas (Hollow Structural Section, HSS) y la otra con columnas rectangulares rellenas de hormigón (Concrete Filled Steel Tube, CFST).

Las estructuras comparadas que tienen una misma configuración arquitectónica destinada al uso residencial y de oficinas, cada una con 5 pisos y sometidas a las mismas solicitaciones de carga, se obtienen a través de un predimensionamiento realizado de acuerdo con los lineamientos de las normativas correspondientes acorde al tipo de elementos, para luego realizar un análisis sísmico estático y dinámico mediante un software computacional, evaluando de esta manera el comportamiento estructural de cada una, ante cargas gravitacionales y sísmicas, enfocándose particularmente en las diferencias que existen entre el comportamiento de las columnas CFST y HSS, que son objetos principales de estudio.

Por otro lado, se considera el incremento de un piso adicional a la estructura con columnas CFST, con el objetivo de establecer una altura a la cual el sistema conformado con pórticos resistentes a momento, sigue presentando ventajas ante otros sistemas estructurales.

Finalmente, se realiza un análisis económico comparativo, entre una estructura con columnas CFST y otra con columnas HSS, que presenten el mejor comportamiento estructural, a través del cual se conocerá los costos de cada modelo, lo que permitirá definir cuál es la alternativa que presenta una mejor relación costo-beneficio considerando la realidad del sector de la construcción en Ecuador.

ABSTRACT

The present comparative technical-economic study It is carried out with the purpose of analyzing the contribution that composite columns have within a structural system formed of moment resistant frames and checking the advantages they can offer compared to other types of elements according to the theoretical basis investigated, for this it is proposes the modeling of two cast metal structures, one with rectangular hollow steel columns (Hollow Structural Section, HSS) and the other with rectangular columns filled with concrete (Concrete Filled Steel Tube, CFST).

The compared structures that have the same architectural configuration intended for residential and office use, each with 5 floors and subjected to the same load requirements, are obtained through a predimensioning carried out in accordance with the guidelines of the corresponding regulations according to the type of elements (steel elements, composite elements), to later be analyzed by means of a static and dynamic seismic analysis through computational software, in order to evaluate the structural behavior of each one before gravitational loads and seismic forces, particularly emphasizing in the differences that could exist in the behavior of the CFST and HSS columns, which are the main object of the study.

Additionally, the increase of an additional floor to the structure with rectangular steel columns filled with concrete is considered, in order to establish a height at which the system made up of moment-resistant frames continues to present advantages over other structural systems.

Finally, it is intended to carry out a comparative economic analysis, between a structure with CFST columns and another with HSS columns, which present the best structural behavior, through which the costs of each model will be known, which will allow defining which is the alternative that It presents a better cost-benefit relation for the construction industry in Ecuador.

CAPITULO 1

1.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad debido al gran crecimiento poblacional y urbanístico que experimenta Ecuador es necesario considerar sistemas estructurales alternativos que cumplan con la demanda que este crecimiento amerita, sin dejar de lado aspectos como seguridad, confort, costo, sostenibilidad, altura y peso. Además, las estructuras modernas no solo deben ser seguras, sino que deben ser factibles económicamente. Como una buena alternativa aparecen las estructuras de acero con un sistema aporticado resistente a momento, cuya principal característica es que no necesita componentes estructurales adicionales, además, su rapidez de montaje permite reducir el período de construcción y mano de obra utilizada. Sin embargo, este tipo de estructura al tener poca rigidez lateral es susceptible a presentar mayores derivas en comparación con otros sistemas, también uno de sus principales elementos estructurales como son las columnas pueden experimentar pandeo local debido a secciones con espesores pequeños, demandando el uso de apoyos laterales o secciones de mayor espesor, incrementando su costo, esto ha dado paso a la utilización de columnas compuestas que consisten en secciones rectangulares de acero rellenas de concreto simple o reforzado, fusionando las fortalezas de cada uno de los materiales que las componen. Por lo que surge la necesidad de comparar dos estructuras metálicas con pórticos resistentes a momento, una con columnas rectangulares huecas y la otra con perfiles rectangulares rellenos de hormigón, con el fin de analizar el comportamiento estructural que presenta cada una bajo las mismas demandas, además se realiza un análisis económico de los dos modelos, identificando así la mejor opción costo-beneficio. Adicionalmente, se incluye una variación en el número de pisos, con la finalidad de recomendar una altura con la cual este tipo de sistema estructural aporticado siga representando ventajas ante otros sistemas constructivos.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La falta de planificación desde una etapa temprana en el sector de la construcción ha dado lugar a un crecimiento vertical, haciendo necesarios edificios cada vez más altos y esbeltos, evidenciando así una problemática respecto a las dimensiones

necesarias de los elementos estructurales que, para poder soportar las solicitaciones requeridas, exigen secciones cada vez más grandes y con mayor espesor, encareciendo su costo. Por otro lado, durante muchos años los elementos compuestos utilizaban al hormigón sólo como protección contra el fuego desaprovechando todas sus propiedades mecánicas. No obstante, el trabajo con materiales como el hormigón y el acero de manera individual ha permitido a los constructores e investigadores, conocer las debilidades y fortalezas de cada uno, promoviendo el uso adecuado de los elementos compuestos, presentándose como una alternativa que busca cubrir las deficiencias que los materiales muestran al trabajar exclusivamente. Como consecuencia aparece la necesidad de evaluar y comparar una estructura metálica aporticada con columnas huecas ante una estructura metálica aporticada con columnas rellenas de hormigón, presentando esta última como una alternativa que muestra un mejor comportamiento estructural y beneficio económico.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

El presente documento plantea la comparación de dos estructuras metálicas con pórticos resistentes a momento, una con columnas rectangulares huecas, también llamadas HSS por sus siglas en inglés (Hollow Structural Section) y otra con perfiles rectangulares rellenos de hormigón también denominadas columnas compuestas o CFST (Concrete Filled Steel Tube), integrando de esta manera las propiedades de los dos materiales; tanto la capacidad del hormigón frente a las deformaciones laterales como el peso ligero y ductilidad del acero, con el fin de demostrar las ventajas que representa el uso de elementos compuestos en los sistemas estructurales. “Como el hecho de que el perfil de acero confina al núcleo de hormigón y este a su vez retrasa o evita el fenómeno de pandeo local en el elemento” (Hernández-Figueirido, 2012), además en comparación con columnas sin relleno, demuestran una mayor capacidad de carga, ductilidad, absorción de energía durante los terremotos, así como una mayor resistencia al fuego (Zhao et al., 2010). Lo que ha permitido que su uso se extienda a muchos países entre ellos Estados Unidos y Japón.

Por otro lado, en edificaciones de gran altura las dimensiones de las columnas CFST son menores que las requeridas por columnas HSS sujetas a las mismas cargas, logrando así ahorros en economía y espacio (Dr. D. R. Panchal, 2012), como consecuencia, en el proyecto se considerará una variación en el número de pisos, con la finalidad de recomendar una altura a la cual este tipo de sistema estructural aportado siga representando beneficios ante otros sistemas constructivos.

A través de este análisis técnico-económico se busca aportar a una base teórica muy limitada en nuestro país acerca del comportamiento de elementos compuestos en sistemas estructurales metálicos con pórticos resistentes a momento, de manera tal que se pueda identificar los casos donde su uso es más factible, aprovechando así sus ventajas tanto constructivas como económicas, incentivando además su uso en el sector de la construcción como un sistema alternativo.

1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Con el objeto de evaluar el comportamiento de los elementos compuestos dentro de un sistema estructural y comprobar las ventajas que pueden ofrecer frente a otro tipo de elementos de acuerdo a la bibliografía revisada, se propone la modelación de dos estructuras metálicas aportadas, una con columnas rectangulares de acero huecas y la otra con columnas rectangulares rellenas de hormigón, mismo que se llevará a cabo aplicando el conocimiento de análisis estructural adquirido a lo largo de la carrera universitaria y complementándolo con otras técnicas de diseño, mediante el uso de programas computacionales, cumpliendo con las normativas que contemplan el diseño de estructuras metálicas, perfiles de acero y elementos compuestos, “Seismic Provisions for structural Steel Buildings, (ANSI/AISC 341-16)”, “Specification for Structural Steel Buildings, (ANSI/AISC 360-16)”, etc.

Además, se pretende realizar un análisis económico comparativo, a través del cual se conocerá los costos de cada modelo, lo que permitirá definir cuál es la mejor opción costo-beneficio, que satisfaga las necesidades de todos los entes implicados en una obra civil.

1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El estudio comparativo técnico-económico que se pretende realizar es un complemento al conocimiento adquirido en clases y a la bibliografía existente, que busca además determinar el sistema constructivo que muestre las mejores prestaciones en cuanto a funcionamiento y factibilidad, incentivando el uso de nuevas configuraciones estructurales, creando así una base teórica más completa dirigida a las empresas constructoras, investigadores y estudiantes interesados en incursionar en sistemas constructivos distintos a los tradicionales.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 GENERAL

- Comparar los resultados obtenidos mediante un estudio técnico - económico de una estructura de acero con pórticos resistentes a momento con columnas rectangulares huecas y una con columnas rectangulares rellenas de hormigón, con el fin de conocer cuál de las alternativas presenta una mejor relación costo-beneficio para la industria de la construcción en el Ecuador.

1.4.2 ESPECÍFICOS

- Realizar el diseño y modelación computacional de dos estructuras aporticadas de acero, una con columnas rectangulares rellenas de hormigón y otra con columnas rectangulares huecas, cumpliendo con las especificaciones de la normativa considerada.
- Evaluar el comportamiento estructural de los dos modelos computacionales, ante las mismas solicitaciones de carga.
- Obtener el costo total de cada una de las alternativas mediante un análisis de precios unitarios.
- Establecer mediante los resultados obtenidos cuál es la configuración estructural que presenta una mejor relación costo-beneficio.
- Considerar una variación en el número de pisos, a fin de recomendar una altura con la cual este tipo de estructuras sigue representando ventajas.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 ACERO

2.1.1 CONCEPTO

“El acero es una aleación compuesta casi en su totalidad por hierro generalmente un 98%” (J. C. McCormac & Csernak, 2012) y reducidas cantidades de carbono entre 0.03% y 1.76%, además de otros elementos como silicio, manganeso, azufre, fósforo, que se incluyen con el fin de mejorar sus propiedades, dando como resultado un material característico por su alta resistencia, rigidez y ductilidad.

2.1.2 PROPIEDADES

Curva esfuerzo-deformación

Resulta de la aplicación de una fuerza axial de tracción a un elemento de acero de sección constante, hasta provocarle su rotura, como se indica:

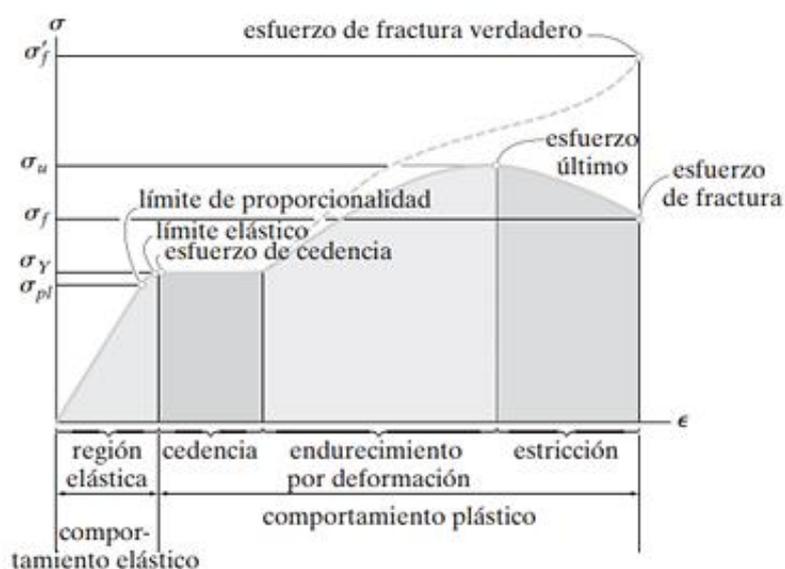


Figura 1. Diagrama de esfuerzo-deformación convencional para un material dúctil
FUENTE: (Hibbeler, 2011)

El comportamiento presentado por el material ante dicha fuerza permite determinar otras propiedades mecánicas como:

Resistencia

Máxima fuerza aplicada que el espécimen soporta, antes de que la falla ocurra, dividida para el área de sección inicial del mismo. Es una de las propiedades más reconocidas de este material, debido a la alta capacidad de carga por unidad de área que posee antes de fallar.

A diferencia del hormigón que posee gran resistencia a la compresión y solo aproximadamente un 10% de esta resistencia a la tracción, el acero es un material que presenta la misma resistencia a tracción que a compresión.

Límite elástico

Punto máximo donde la ley de Hooke se cumple, sin embargo, para el acero este se determina en muy pocas ocasiones, debido a que se encuentra muy próximo al límite de proporcionalidad y, por lo tanto, es muy difícil de detectar (Hibbeler, 2011). “El acero es un material que tiene la capacidad de soportar grandes esfuerzos antes de sufrir deformaciones permanentes en su estructura, este tipo de comportamiento permite el cálculo exacto de los momentos de inercia de una estructura de acero” (J. McCormac & Csernak, 2012), a diferencia de otros materiales en cuyas estructuras existe aún cierta incertidumbre sobre estos datos.

Límite de fluencia

Esfuerzo a partir del cual el material será incapaz de regresar a su forma original es decir sufre deformaciones permanentes.

Ductilidad

Es la capacidad que tiene el acero para someterse a grandes deformaciones antes de fracturarse. “Debido a que presenta gran superficie del diagrama esfuerzo-deformación, permite la redistribución de esfuerzos y evita la rotura frágil frente a la concentración de estos que se suele producir en algunos puntos de los miembros estructurales” (Troglia, 2010). Además, el comportamiento dúctil de este material hace que experimente grandes deformaciones o fisuraciones antes de un colapso, salvaguardando la mayor cantidad de vidas humanas.

Tenacidad

Las diferentes secciones de acero pueden ser prefabricados o elaboradas en sitio, lo que significa que, durante su fabricación, montaje y transporte, están expuestos a grandes deformaciones o golpes, la capacidad de absorber toda esta energía se denomina tenacidad.

Durabilidad

Las estructuras de acero pueden durar muchos años si reciben un mantenimiento adecuado que permita conservar las propiedades del material. Sin embargo, esto podría generar costos adicionales.

Soldabilidad

Habilidad que presentan los metales para ser unidos mediante una fuente de energía, garantizando una continuidad metálica que cumpla además con las normativas o códigos de interés.

2.1.3 TIPOS DE ACERO

Los aceros estructurales se obtienen modificando su composición química, al aumentar las cantidades presentes de carbono y manganeso su resistencia se eleva, pero disminuye su ductilidad y soldabilidad; o al agregar otros componentes como cromo, cobre, níquel, etc mejoran su ductilidad y proporcionan mayor resistencia a la corrosión (J. McCormac & Csernak, 2012). Gracias a que la industria del acero ha realizado múltiples investigaciones para obtener materiales cada vez más resistentes, con mejores características, satisfaciendo las necesidades del mercado, en la actualidad existen muchos tipos de acero los cuales están clasificados por las AISC y ASTM.

“De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de Acero en el Ecuador existen básicamente tres tipos de aceros estructurales utilizados en la construcción” (NEC-SE-AC, 2015), los mismos se mencionan a continuación:

ASTM A36. - Pertenece al grupo de los aceros al carbono, mayormente utilizado hace unas décadas tanto en edificios como en naves industriales. Hoy en día es

utilizado para la elaboración de placas de conexión y ángulos. Tiene una resistencia de fluencia mínima (F_y) igual a 250 MPa y resistencia máxima (F_u) igual a 400-550 MPa, (NEC-SE-AC, 2015).

ASTM A572 Gr.50. – Acero de baja aleación y alta resistencia, que reemplazó al A36 por las propiedades mejoradas que presenta. “Tiene una resistencia de fluencia mínima (F_y) de 345 MPa y resistencia máxima (F_u) de 450 MPa” (NEC-SE-AC, 2015).

ASTM A588. – “Acero de alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión” (NEC-SE-AC, 2015) a pesar de tener la misma resistencia de fluencia y resistencia máxima que el A572 Gr.50, este acero tiene la peculiaridad que al ser expuestos a la atmosfera debido a la adición de cobre crea una película de color marrón como protección, haciéndolo más resistente a la corrosión. Es usado a nivel nacional en la construcción de puentes.

2.2 PERFILES ESTRUCTURALES

Actualmente la mayor parte de perfiles estructurales se encuentran estandarizados, aunque se siguen fabricando de distintas formas y tamaños, “los miembros estructurales con grandes momentos de inercia con relación a sus áreas son los más adecuados” (J. McCormac & Csernak, 2012).

Entre los tipos de perfiles que se emplean comúnmente en las construcciones civiles, están los perfiles cerrados cuyas secciones tienen forma rectangular o tubular (o) y los perfiles abiertos que presentan varias formas como canales (C), ángulos (L), te (T), doble T o I (I), perfiles con simetría de eje simple o doble, entre otros (Riddell & Hidalgo, 2018).

2.2.1 TIPOS DE CONFORMADO

Existen diferentes tipos de perfiles estructurales de acero, estos pueden ser laminados en caliente, perfiles plegados en frío y secciones formadas con placas unidas mediante soldadura o pernos.

2.2.1.1 Conformado en frío.

Son ampliamente utilizadas en ingeniería civil debido a su eficiencia estructural y características estéticas, se pueden obtener de forma directa, mediante el paso continuo de rodillos formadores doblando una chapa o fleje plano hasta conseguir la forma deseada y sus bordes son soldados longitudinalmente si es necesario (Troglia, 2010). De forma continua se dispone de un perfil circular cerrado el cual se procede a aplanar mediante cabezales hasta conseguir la forma rectangular requerida. Los perfiles conformados en frío tienen endurecimiento por deformación, por lo tanto, su resistencia final aumenta mientras que su ductilidad disminuye. (Sun & Packer, 2014)

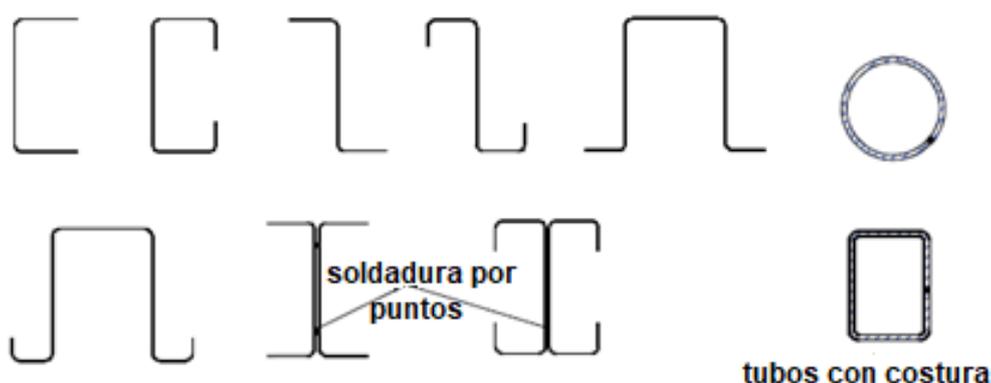


Figura 2. Tipos de perfiles conformados en frío.

FUENTE: Estructuras Metálicas Proyecto por estados límites (Troglia, 2010)

2.2.1.2 Conformados en caliente

Se obtienen a partir de lingotes cilíndricos de acero que son moldeados, mediante rodillos y perforadoras, sus dimensiones y geometría se consiguen mediante un procedimiento de estiramiento y reducción en caliente. Estas secciones se caracterizan por su uniformidad de material, no posee soldadura y tienen baja concentración de tensiones residuales localizadas que evitan la reducción de la vida útil de la sección, pueden tener mayor espesor que los conformados en frío, además presentan mayor capacidad de deformación (Del campo, 2013).

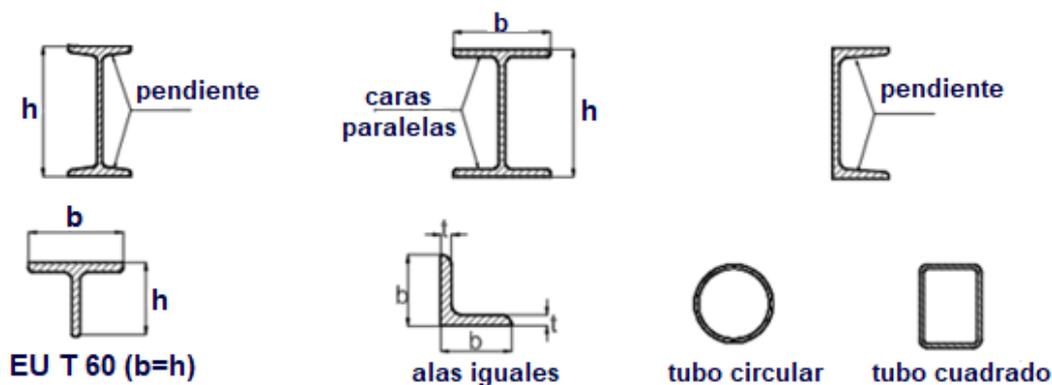


Figura 3. Tipos de perfiles conformados en caliente.
FUENTE: Estructuras Metálicas Proyecto por estados límites (Troglia, 2010)

2.2.1.3 Perfiles Armados

“Las columnas armadas deberán satisfacer todas las especificaciones de la norma ANSI/AISC-360-16, la transferencia de todas las fuerzas y esfuerzos internos entre los elementos de la sección transversal armada debe ser a través de soldadura” (ANSI/AISC-358-16, 2016). Los elementos placa deben estar conectados mediante soldadura de filete o de penetración de manera continua.

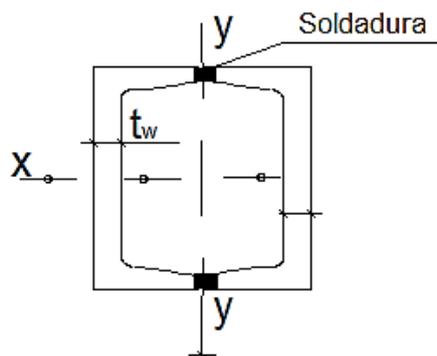


Figura 4. Columna armada
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

2.2.1.3.1 Tipo de Soldadura

“Los elementos conformados que forman parte del sistema resistente a carga sísmica pueden quedar sometidos a niveles de deformación de fluencia, por lo que, se debe considerar una soldadura de demanda crítica que tiene requerimientos adicionales de calidad y tenacidad” (NEC-SE-AC, 2015).

El código AWS D1.1-15 permite el uso de procedimientos de soldadura precalificados, que pueden utilizarse sin necesidad de realizar pruebas. El tipo de soldadura por arco metálico permite la unión de materiales de metal a través de una fuente de calor intenso y un material de aporte, logrando que las dos piezas unidas se conviertan en un elemento estructural continuo. Este tipo de soldadura presenta varios procesos entre ellos la soldadura de “Arco Metálico con Gas de Protección, GMAW (Gas Metal Arc Welding)”.

Dentro del proceso GMAW, se considera la técnica MAG (Metal Active Gas), que utiliza un gas activo, es recomendada para soldadura de aceros al carbono de mayores espesores. El proceso GMAW presenta varias ventajas frente a otros procesos, entre estas: “producir soldaduras de mejor calidad en menor tiempo que las convencionales con electrodo recubierto, se puede soldar metales de diferentes espesores utilizando el mismo diámetro de hilo, produce un mínimo desperdicio de consumible de soldadura” (Rowe & Jeffus, 2008).

Un tipo de material de aportación es el ER70S-6 que es un electrodo continuo de acero revestido por una fina capa de cobre, necesita de un gas de protección que comúnmente es CO₂, fabricado especialmente para soldar aceros al carbono de hasta 16 mm de espesor, además, es recomendado para soldadura a tope o de filete.

La soldadura a tope de penetración total se utiliza para unir placas que se encuentran en el mismo plano y tiene como finalidad lograr una unión completa de las mismas, depositando el material de aporte en la ranura en forma de bisel en V que se crea entre los bordes de las placas a unir (ver Figura 5.), también, este tipo de soldadura es utilizada frecuentemente para miembros armados y unión entre columnas para placas de acero de entre 5 a 20 mm de espesor.

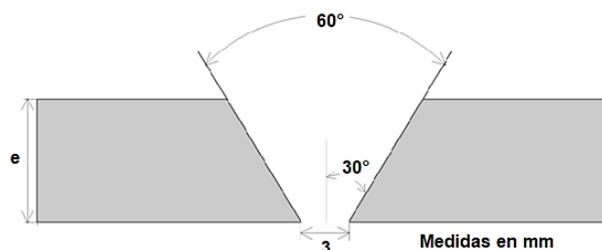


Figura 5. Soldadura de penetración completa
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

2.3 ESTRUCTURAS METÁLICAS

2.3.1 ANTECEDENTES

La primera construcción que introdujo el hierro como material estructural, fue la del puente Coalbrookdale en Shropshire, Inglaterra, finalizada en 1779, que fue elaborado con hierro fundido (J. C. McCormac & Csernak, 2012). La ejecución de esta obra que iba de la mano con la Revolución Industrial permitió el desarrollo de mejores métodos de producción para el hierro y acero, que en aquella época resultaban caros de producir. La mejora de estos métodos hizo posible el uso de columnas de hierro fundido en galerías. Sin embargo, algunas décadas después, el hierro fundido fue reemplazado por el hierro forjado, así, la presencia de vigas elaboradas con este material fue más prominente y muchos puentes ferroviarios fueron construidos.

No fue hasta el año 1855, donde Sir Henry Bessemer patentó el primer proceso para producir acero, que fue nombrado con su mismo nombre y consistía en eliminar impurezas del hierro a través de la oxidación, lo que logró reducir los costos de producción al menos un 80%, permitiendo la producción de grandes cantidades de acero estructural al carbono para 1870 (J. C. McCormac & Csernak, 2012).

Es así como, para la segunda mitad del siglo XIX, el hierro forjado ya no estaba disponible, dando paso a la construcción de estructuras de acero de gran escala. Por ejemplo, el Puente de Brooklyn en Nueva York construido entre los años 1870 y 1883, suspendido mediante cables de acero y el Puente de Forth, en Escocia, abierto al tráfico ferroviario en 1890, para cuya construcción se emplearon alrededor de 55000 toneladas de acero.



Figura 6. Puente de Brooklyn, Nueva York & Puente de Forth, Escocia
FUENTE: Leungphotography

Los puentes no fueron las únicas construcciones que modificaron sus estructuras, también las naves y pabellones de estructura metálica alcanzaron grandes logros en el siglo XIX. En 1867 la estación de St. Pancras en Londres alcanzó una luz de 78m y en 1889, la galería de las Máquinas construida para la Exposición Internacional de París cubría un vano de 110 m (Ramirez, 1997).

Una mayor disponibilidad de acero y la realización de obras ingenieriles de gran envergadura, evidenciaron ventajas significativas frente a los sistemas constructivos tradicionales, permitiendo así “la introducción progresiva de la estructura metálica en los edificios de pisos a finales del siglo XIX y principios del siglo XX” (Ramirez, 1997). También, el uso de la soldadura en la década de 1960 influyó un mayor uso de este material. Edificios como el Rockefeller Center construido en 1931 y el World Trade Center en 1973, ambos ubicados en la ciudad de New York, son el resultado del proceso evolutivo del acero.

2.3.2 TIPOS DE ESTRUCTURA

TIPOS DE SISTEMAS SISMORRESISTENTES UTILIZADOS EN EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL

La necesidad de construcciones de acero que se adapten de mejor manera a condiciones particulares ha dado paso al desarrollo de distintos tipos de sistemas estructurales, cuya diferencia radica principalmente en su comportamiento estructural ante la presencia de cargas, y que además está íntimamente relacionado a varios factores como diferencias constructivas, funcionales y de costo. A continuación, se mencionan algunos de los sistemas comúnmente utilizados en el diseño sismorresistente:

➤ Pórticos Resistentes a Momento

“Son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante, soldaduras, pernos o ambos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño” (Crisafulli, 2018). Es uno de los sistemas más empleados para construcciones con acero estructural, debido principalmente a que no amerita el uso de otros miembros estructurales. Sin embargo, se debe considerar que es un

sistema con escasa rigidez lateral, que se traduce en derivas mayores a otros sistemas.

Este tipo de sistema estructural característico por su alta capacidad de disipación de energía, al ser sometido a la acción sísmica busca obtener una respuesta dúctil y estable, por medio de la formación progresiva de nudos plásticos en los extremos de las vigas, al mismo tiempo que los demás miembros que la componen como las columnas trabajan en el rango elástico, excepto en la base del pórtico.

“Una de las maneras en las que se asegura la formación de los nudos plásticos en las vigas es a través de la inclusión de secciones de patín reducido. El patín se corta con un radio de dimensiones controladas, para reducir la capacidad de resistir flexión en una zona determinada de la viga” (NEC-SE-AC, 2015). La formación de nudos plásticos en las vigas se vuelve imperante debido a que es la principal fuente de ductilidad de la estructura, considerando además que si este tipo de fallas se producen en las columnas provocarían la pérdida parcial o total de la estructura.

Otro de los aspectos que interviene en el comportamiento estructural de este tipo de pórticos, es el adecuado diseño de las conexiones viga-columna, que deben tener la capacidad de resistir las demandas sin alterar su capacidad estructural notablemente. “Los pórticos no arriostrados sismorresistentes deben construirse con conexiones parcial o totalmente restringidas” (Crisafulli, 2018).

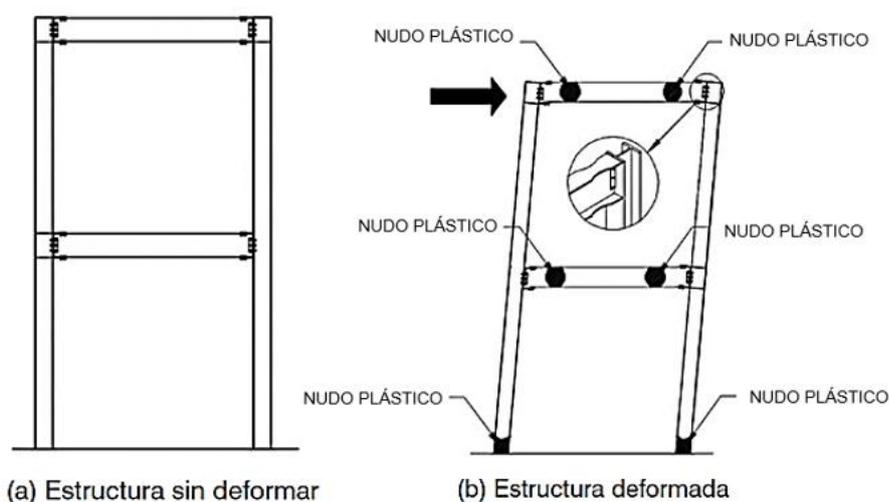


Figura 7. Pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas
FUENTE: (NEC-SE-AC, 2015)

➤ Pórticos con Arriostramientos Concéntricos

Sistemas estructurales en los cuales se colocan barras o riostras diagonales de manera que se unan en algún punto en común formando una estructura reticulada. Esta disposición de los elementos permite eliminar cualquier tipo de excentricidad en el sistema evitando así la presencia de esfuerzos de flexión y cortante en los elementos (Crisafulli, 2018). A diferencia del sistema con pórticos que resisten momento, en este sistema las vigas y columnas se diseñan para que trabajen en el rango elástico durante el evento sísmico.

Los arriostramientos brindan rigidez lateral y resistencia a la estructura, necesarias para resistir los esfuerzos axiales de tracción y compresión producidos por la demanda sísmica. Es por ello que el diseño de este tipo de sistema estructural está gobernado por la resistencia de los arriostramientos principalmente. Un aspecto importante que debe considerarse es cuando el sismo golpea una estructura arriostrada concéntricamente, la estabilidad de ésta depende de la resistencia del miembro sometido a tracción, puesto que, los miembros sujetos a compresión pueden pandearse con una carga menor que, la estabilidad de una estructura (NEC-SE-AC, 2015).

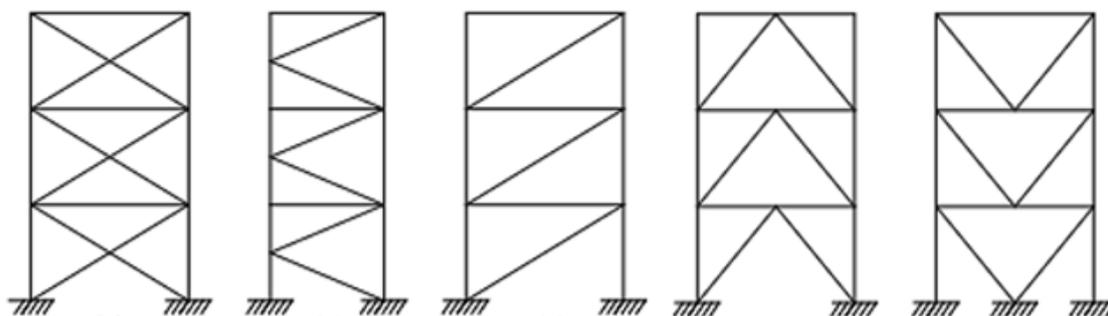


Figura 8. Configuraciones para pórticos arriostrados concéntricamente.

FUENTE:, (Crisafulli, 2018)

➤ Pórticos con Arriostramientos Excéntricos

Consiste en la disposición de las riostras de manera tal que se genere una excentricidad de corta longitud también denominada enlace o link en alguna zona de la viga, donde los esfuerzos de corte y flexión son inducidos, esta zona es especialmente diseñada para la disipación de energía, mientras los demás miembros trabajan elásticamente (NEC-SE-AC, 2015).

“Los enlaces representan fusibles estructurales, los que deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta” (Crisafulli, 2018).

Este sistema estructural combina los aciertos de los dos sistemas estructurales anteriormente descritos, pues presenta una alta rigidez lateral, por poseer arriostramientos, y un mecanismo capaz de disipar energía.

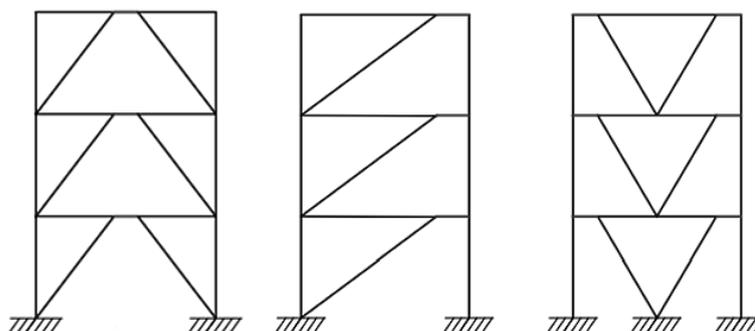


Figura 9. Configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente.
FUENTE: (Crisafulli, 2018)

➤ **Pórticos con Arriostramientos Resistentes al Pandeo**

Este sistema presenta una disposición de elementos similar al de los pórticos con arriostramiento concéntrico, con la diferencia de que la estabilidad de la estructura ya no solo depende de los arriostramientos que resisten tracción, también reciben el aporte de los arriostramientos en compresión. Para ello se emplean riostras resistentes al pandeo o BRB's por su nombre en inglés buckling restrained brace, que consisten, en un núcleo de acero cubierto por un material antiadherente, que evitará que este no interactúe estructuralmente, con el mortero con el cual se rellena el tubo donde dicho núcleo de acero es introducido (Crisafulli, 2018).

“Al estar confinado, el núcleo de acero no puede pandear y por lo tanto funciona como un elemento dúctil, que puede llegar a ser sometido al esfuerzo de fluencia. El núcleo se contrae y se expande, según el tipo de esfuerzo y sus propiedades en tracción son básicamente iguales a las de compresión” (NEC-SE-AC, 2015).

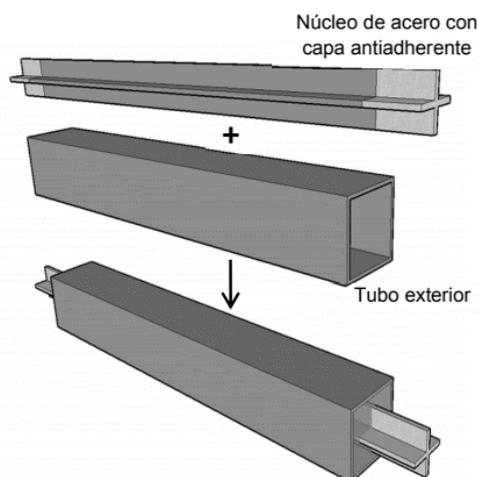


Figura 10. Detalle de una riostra de pandeo restringido.
FUENTE: (Crisafulli, 2018)

➤ Pórticos de Paredes de Cortante con Placa de Acero

Son estructuras donde una placa de acero es soldada a los componentes de borde horizontales vigas y componentes verticales columnas, de manera tal que, al ser sometida a un evento sísmico, la estructura se deforme lateralmente, logrando que la placa de acero soporte esfuerzos de tracción hasta fluir, constituyéndose así en “el principal mecanismo de deformación plástica y disipación de energía, mientras los componentes de borde permanecen en rango elástico. Solo se admite la formación de rótulas plásticas en los componentes de borde horizontal o vigas” (Crisafulli, 2018).

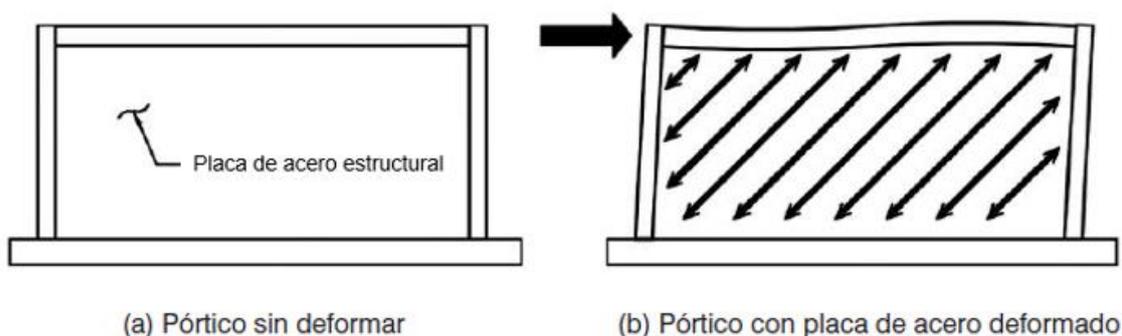


Figura 11. Pórtico con placa de acero
FUENTE: (NEC-SE-AC, 2015)

2.3.3 CONEXIONES

Una parte indispensable de la estructura son las conexiones ya que ayudan a integrar los elementos que la componen y a la adecuada transferencia de cargas. El correcto diseño de la conexión dentro de un marco resistente a momento asegura una respuesta dúctil y estable del sistema, como lo demostró (Nakashima et al., 1998) en una investigación realizada al estado de los edificios después del terremoto de Kobe (1995) en Japón, donde la mayoría de las fallas fueron debido a una rotura plástica en la viga o en la conexión.

De acuerdo con el AISC 360-16 los tipos de conexiones pueden ser:

2.3.3.1 Conexiones simples

Son capaces de transmitir tan solo momentos insignificantes. Las conexiones simples dentro de un análisis suponen una rotación relativa entre los elementos conectados sin restricción. (ANSI/AISC 360-16, 2016)

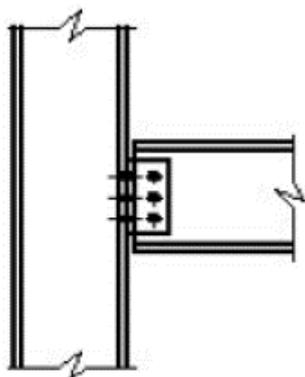


Figura 12. Conexión Simple
FUENTE: (Albaine, 2012)

2.3.3.2 Conexiones a momento

Se tiene dos tipos de conexiones, totalmente rígidas y parcialmente rígidas, las cuales se especifican a continuación:

Conexiones totalmente rígidas

Denominadas fully restrained (FR) moment connections son aquellas que mediante un giro insignificante se encarga de transferir el momento entre los miembros

conectados (ANSI/AISC 360-16, 2016). Se puede asumir dentro de un análisis estructural que este tipo de conexión no permite una rotación relativa.

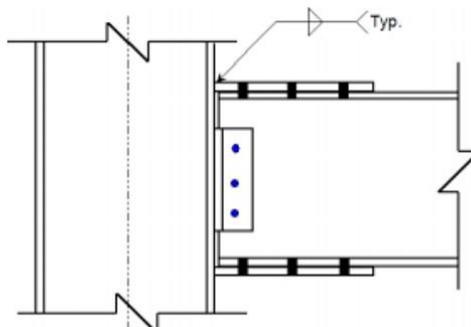


Figura 13. Conexión Totalmente Rígida
FUENTE: (Albaine, 2012)

Conexiones parcialmente rígidas

Denominadas partially restrained (PR) moment connections son capaces de transmitir momentos, pero a diferencia de las conexiones FR éstas presentan un giro significativo entre los miembros conectados, por lo que la respuesta fuerza-deformación de la conexión debe ser considerada en un análisis estructural (ANSI/AISC 360-16, 2016).

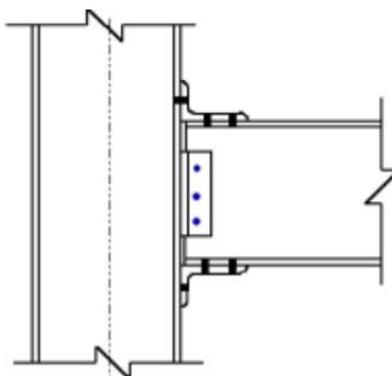


Figura 14. Conexión Parcialmente Rígida
FUENTE: (Albaine, 2012)

2.3.3.3 Clasificación de las Conexiones FR, PR y Conexión Simple por diagrama momento-rotación

Las conexiones de tipo FR deben tener una rigidez mayor a 20 veces EI/L (rigidez de la viga), logrando que dentro de los estados límite de fuerza los miembros conectados guarden el mismo ángulo inicial. Mientras que en las conexiones PR, la rigidez flexional de la conexión debe estar entre 20 y 2 veces la rigidez EI/L de la viga, además la capacidad de deformación en estados límite de resistencia debe ser más que suficiente en los elementos que componen este tipo de conexiones

para asegurar un correcto comportamiento. Si la rigidez flexional de la conexión es menor a las antes mencionadas se considerará como una articulación o conexión simple (Crisafulli, 2018).

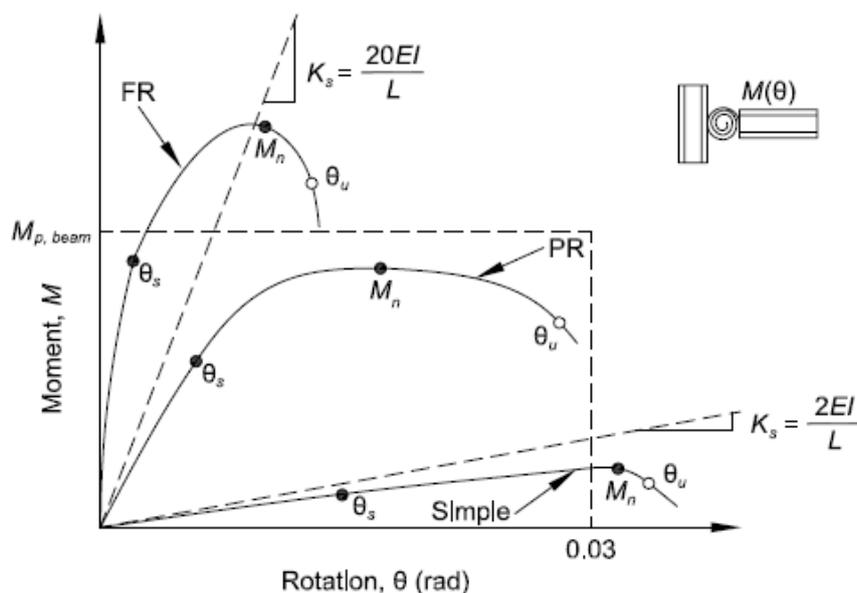


Figura 15. Clasificación de las conexiones FR, PR y conexión simple por diagrama momento-rotación
Fuente: (ANSI/AISC 360-16, 2016)

En Ecuador para la construcción de edificios de acero, la conexión mediante soldadura de columnas CFST con vigas metálicas tipo I es una de las más utilizadas, a pesar de no contar con una normativa local que garantice su correcto comportamiento en construcciones nacionales. Considerando además que las conexiones son las que sufren mayor daño frente a elevadas cargas sísmicas, el Ing. Cristian Gallegos en su proyecto de investigación “ESTUDIO DE LAS CONEXIONES SOLDADAS DE COLUMNAS COMPUESTAS RCFT CON VIGAS METÁLICAS TIPO I COMÚNMENTE USADAS EN ECUADOR”, obtuvo resultados en base a ensayos sobre desplazamientos y giros de cuatro tipos de conexiones mediante soldadura de columnas CFST con vigas tipo I y tras realizar las comparaciones necesarias, estableció que “la conexión que mejor comportamiento sísmico presentó, fue aquella cuya configuración comprende diagonales dentro de la columna y un anillo de placas de refuerzo colocadas sobre el patín superior y debajo del patín inferior de manera perpendicular a la cara de la misma” (Gallegos, 2017).

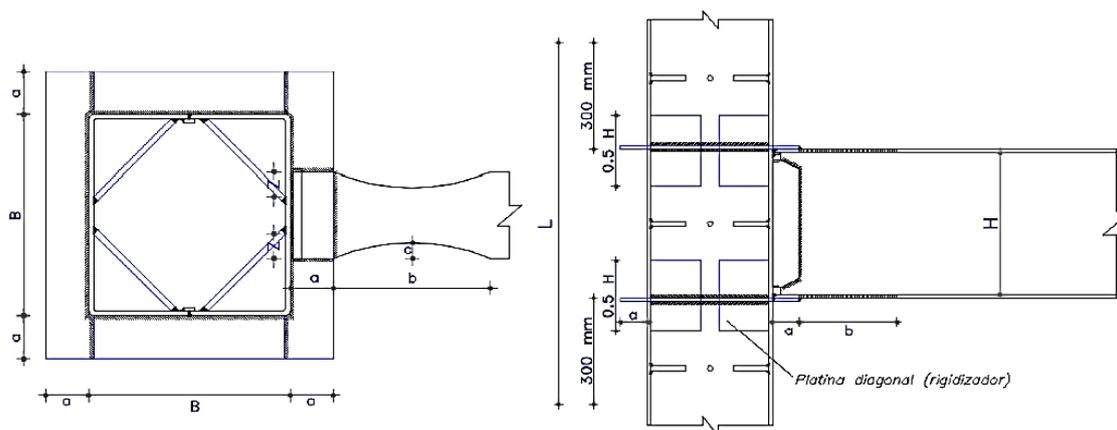


Figura 16. Vista en Planta y Elevación - Conexión Reduced Beam Section (RBS)
FUENTE: (Gallegos, 2017)

Esta configuración basada en las recomendaciones de diseño impuestas por el ANSI/AISC 358-16, cumplió con las solicitaciones estipuladas en la ANSI/AISC 341-16, es decir “la conexión soporta un momento flector en la cara de la columna superior al 80% del momento de plastificación de la viga en su sección reducida, para una rotación total de 0.04 radianes, calificándose como una conexión a momento completamente restringida (FR), tipo de conexión que puede emplearse en sistemas con pórticos resistentes a momento” (Crisafulli, 2018) además se observó que “los mayores esfuerzos se presentan en la zona de la sección reducida de la viga (RBS), lo que permitió la formación de la rótula plástica con la fluencia de la viga sin que se presenten daños en la columna dando cumplimiento a la filosofía de diseño Columna Fuerte Nudo Fuerte – Viga Débil” (Gallegos, 2017). Considerando los resultados favorables logrados en el trabajo mencionado, para este estudio comparativo se utilizará conexiones de viga de sección reducida también denominada RBS por sus siglas en inglés (Reduced Beam Section RBS) con la configuración antes mencionada.

2.3.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

2.3.4.1 Ventajas

- Las estructuras metálicas al construirse en su mayoría con elementos prefabricados muestran mayor velocidad de montaje, ya que la estructura puede prepararse al mismo tiempo que la cimentación y a la par con el avance de la obra, lo que además minimiza los riesgos y deterioros de la misma.

- El peso más ligero de las estructuras de acero en comparación con las estructuras de hormigón armado admite menores dimensiones en la cimentación, lo que representa también un menor costo.
- Si el ciclo de vida de la estructura metálica ha terminado, el acero puede ser reutilizado varias veces sin perder sus propiedades.
- Las estructuras metálicas pueden ser reforzadas en cualquier momento posterior a su construcción de ser necesario.
- La disponibilidad de perfiles estructurales que alcanzan longitudes hasta de 20 m en el mercado, han logrado ubicarlos como uno de los más empleados en las construcciones especialmente en edificios altos, esto debido al reducido número de empalmes que se requiere.
- Los perfiles de acero cerrados presentan un mejor comportamiento bajo esfuerzos de compresión en cualquiera de sus ejes con respecto a los perfiles abiertos, mejorando además su comportamiento ante sollicitaciones de torsión.
- Los tubos de acero de sección transversal cuadrada o rectangular, presentan mayor facilidad en el diseño de conexión viga-columna y una mejor estética frente a otras formas de secciones, por lo que son ampliamente aceptadas.

2.3.4.2 Desventajas

- Dependiendo del lugar donde están ubicadas las estructuras metálicas pueden estar expuestas a varios agentes corrosivos, ocasionando una reducción en las secciones de los elementos especialmente en secciones de espesor reducido, disminuyendo su resistencia.
- Este tipo de estructuras requieren especial protección contra el fuego como pinturas o paneles, puesto que al ser sometidas a elevadas temperaturas sus propiedades mecánicas se ven afectadas, lo que incrementa su costo.
- Requiere mano de obra calificada para llevar a cabo técnicas como la de soldadura, que garantice una correcta unión entre los diferentes perfiles.
- En este tipo de estructuras, la utilización de columnas de acero debido a su alta relación resistencia a peso, es más económico. Sin embargo, en ocasiones para evitar el pandeo es necesario el uso de elementos adicionales para rigidizar la estructura.

2.4 COLUMNAS METÁLICAS HUECAS

Su uso se ha incrementado en los últimos años gracias a las ventajas tanto estructurales como estéticas que presentan frente a las secciones de concreto usadas tradicionalmente y a los perfiles I o doble T que se utilizaban en un inicio.

Los perfiles estructurales comúnmente utilizados para columnas son de sección circular HCS (Hollow Circular Section), sección rectangular HRS (Hollow Rectangular Section), aunque también pueden emplearse otros tipos de secciones.

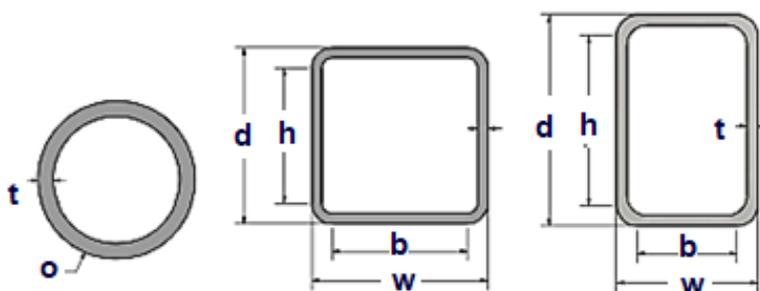


Figura 17. Sección transversal de columnas metálicas huecas
FUENTE: (Fadden, 2013)

2.4.1 APLICACIONES EN SISTEMAS ESTRUCTURALES

A continuación, se mencionan algunas aplicaciones de este tipo de perfiles:

Hotel Ritz, Inglaterra

Edificio construido en Londres, Inglaterra en 1904 considerado como una de las primeras edificaciones importantes que contaba con una estructura metálica en el lugar, tenían pilares de sección rectangular que se consiguieron a partir de la unión de dos perfiles de sección U, también llamadas C o canal. Fue inaugurado como hotel en 1906 y se mantiene en funcionamiento hasta la actualidad.

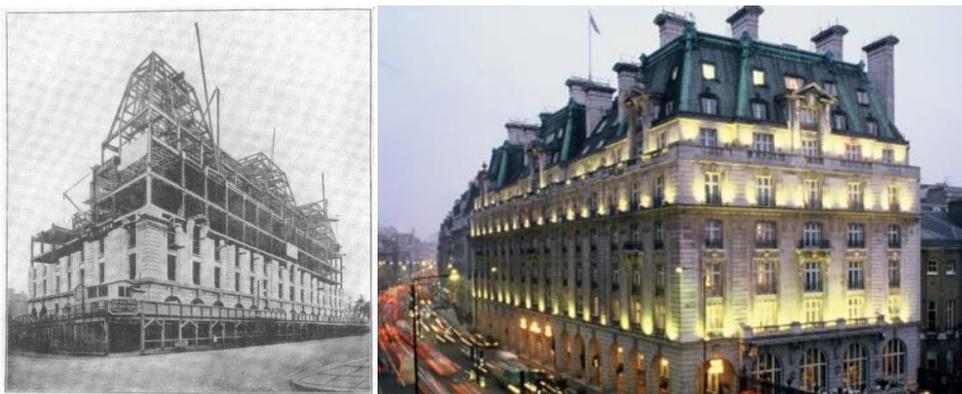


Figura 18. Hotel Ritz durante su construcción y hoy en día
FUENTE: (Lawrence, 2016)

Edificio Lapinniemi, Finlandia

Construido en 1897 como una fábrica de algodón en la ciudad de Tempere, Finlandia la cual se restauró en 1989 para su uso como residencia, la nueva estructura estaba compuesta por columnas huecas de sección circular. Actualmente es utilizado por el Hotel Holiday Tempere Spa.

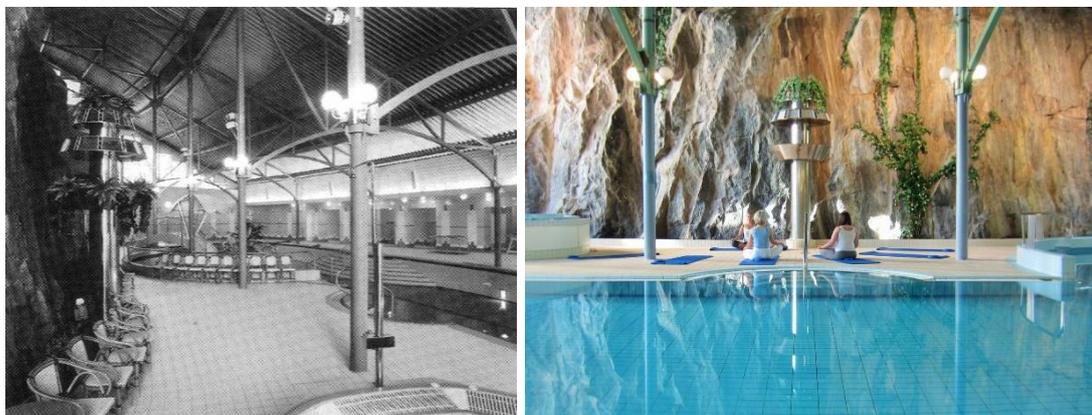


Figura 19. Estructura remodelada, se mantiene el tipo de columnas
FUENTE: (Twilt et al., 1996)

Edificio Norcon, Alemania

Edificio construido en 1980 en la ciudad de Hannover, Alemania, destinado a oficinas, contaba con 5 pisos y una estructura metálica con columnas tubulares sujetas en la parte superior a una viga metálica que funcionaban como un sistema refrigerante. Fue demolido en 2014, para dar paso al edificio Mecklenburg.

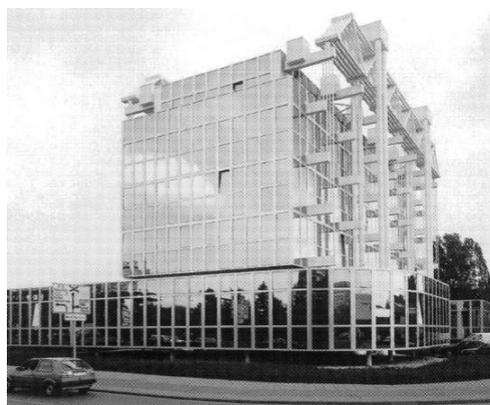


Figura 20. Estructura del Edificio Norcon
FUENTE: (Twilt et al., 1996)

2.5 COLUMNAS METÁLICAS COMPUESTAS

“Las columnas compuestas se construyen con perfiles laminados de acero, ahogados en concreto o con concreto colocado dentro de tubos de acero. Los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones” (J. McCormac & Csernak, 2012).

A continuación, se muestran tres formas de secciones transversales, comúnmente empleadas para columnas compuestas:

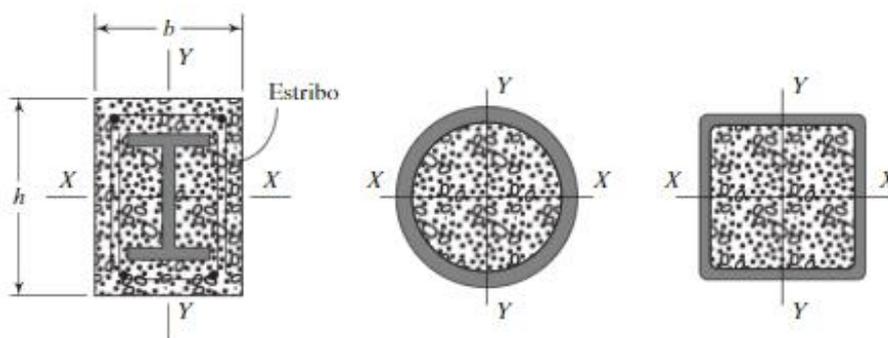


Figura 21. Secciones transversales de columnas compuestas
FUENTE: (J. C. McCormac & Csernak, 2012)

Perfiles de acero embebidos en hormigón, aunque en la antigüedad el hormigón solo se usaba como protección contra el fuego, después se consideraron las propiedades que este pudiera aportar al elemento. Este tipo de elementos requieren la colocación de estribos para aumentar su resistencia, mismos que son colocados abrazando las barras longitudinales con el fin de evitar efectos como el pandeo en columnas. (J. McCormac & Csernak, 2012)

Perfiles estructurales huecos rellenos con hormigón, son secciones tubulares que pueden adoptar diferentes formas a través de procesos de conformado tanto en frío como en caliente, donde el relleno de hormigón simple o de alta resistencia es vertido, entre las secciones más típicas se encuentran las circulares (CHS), cuadradas (SHS) y las rectangulares (RHS).

2.5.1 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

Resistencia a la compresión

Está determinada por su capacidad para soportar cargas de compresión. “Las resistencias a la tracción y a la flexión del hormigón son del orden del 10 y 15 por ciento, respectivamente, de la resistencia a la compresión. La razón de una diferencia tan grande entre la resistencia a la tracción y la compresión se atribuye a la estructura heterogénea y compleja del hormigón” (Mehta & Monteiro, 2006).

Módulo de elasticidad

Es la relación entre el esfuerzo y la deformación que presenta un material cuando es sometido a un incremento continuo de cargas. El comportamiento es elástico cuando el esfuerzo es proporcional a la deformación siendo esta última reversible, y cuando no es proporcional a la deformación, esta se vuelve irreversible y se denomina comportamiento inelástico.

La curva esfuerzo-deformación del hormigón, presenta un comportamiento elástico en su inicio, hasta llegar a un valor máximo de la curva que determina el límite elástico, para finalmente pasar a un intervalo curvo, que desciende hasta el esfuerzo de rotura.

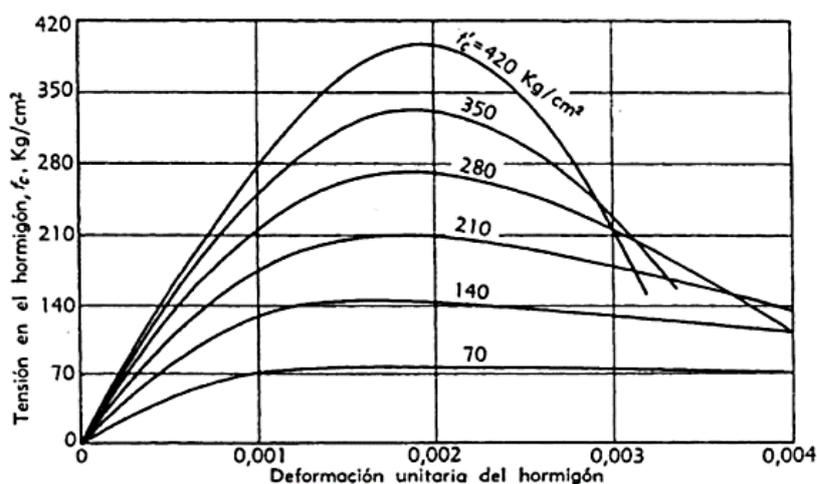


Figura 22. Curvas típicas de carga-deformación para el hormigón
FUENTE: (Nilson & Winter, 2002)

Fluencia

El incremento de la deformación ante una carga constante se denomina fluencia. El valor de una deformación diferida puede alcanzar un valor incluso mayor que una deformación instantánea. “Si las limitaciones son tales que el hormigón soporta

deformaciones constantes, la fluencia se expresa como una reducción gradual del esfuerzo en el tiempo” (Cardona et al., 2006), dicha reducción puede repercutir en el comportamiento de los hormigones.

Retracción

Las deformaciones que puede experimentar el hormigón también pueden darse cuando la carga es nula. Por ejemplo, una contracción por secado cuando es expuesto a la humedad ambiental o cuando se enfría a temperatura ambiente, debido a una baja disipación de energía ocasionada por el proceso de hidratación (Idiart, 2008).

Las deformaciones por contracción son críticas para el hormigón porque, al disminuir su volumen, se manifiestan en esfuerzos de tracción. Debido a que el hormigón tiene baja resistencia a la tracción, sus estructuras a menudo se agrietan como resultado de esta contracción restringida (Mehta & Monteiro, 2006).

2.5.2 INTERACCIÓN ACERO-HORMIGÓN

El hormigón es uno de los materiales más utilizados en la construcción debido a su buena resistencia a la compresión, baja conductividad térmica y coste de material por unidad de peso accesible, sin embargo también ha mostrado ciertas debilidades como la necesidad de elementos de gran volumen para resistir determinadas cargas, que además por su naturaleza frágil están destinados a soportar pequeñas deformaciones antes de fallar súbitamente, además de deformaciones suscitadas por la baja resistencia a la tracción que presenta, y deformaciones diferidas debido a cargas constantes o por retracción.

El acero es otro material que más se usa en la construcción, por su resistencia a la tracción, tenacidad, mayor módulo de elasticidad en comparación con el concreto, además de su ductilidad que lo hace capaz de soportar grandes deformaciones impidiendo fallas frágiles. También, su alta resistencia por unidad de peso admite la construcción de elementos más largos y esbeltos, no obstante, esta ventaja puede verse afectada por su comportamiento ante el pandeo (J. C. McCormac & Csernak, 2012).

Las columnas CFST se desarrollan a partir de la necesidad de combinar las propiedades estructurales de estos dos materiales, contrarrestando al mismo tiempo sus debilidades, obteniendo un elemento más rígido y resistente. Como lo demostraron (Liew & Ming Xiang, 2015), en una investigación acerca de miembros estructurales CFST, al someter un tubo de acero relleno de hormigón, uno de concreto armado y un tubo de acero, a las mismas demandas, donde se evidenció que el elemento CFST, sufrió pandeo hacia afuera del tubo y en el concreto una falla menos frágil, mientras que el tubo de acero experimentó pandeo hacia dentro y fuera del tubo y fallas por cortante en el hormigón. Además, se evidenció que el elemento relleno de hormigón presentó una resistencia mayor que la suma de la resistencia de los otros dos elementos, además de una mejora en su ductilidad.

2.5.3 APLICACIONES EN SISTEMAS ESTRUCTURALES

Algunas aplicaciones de este tipo de perfiles se muestran a continuación:

Puente Wangchang East River, China

Construido en 1992, El Wangchang East River es uno de los primeros puentes de arco que incorpora este tipo de secciones compuestas, con tubos de diámetro de 800 mm y espesor de 10 mm, rellenos con hormigón de resistencia de 30 MPa, cubriendo un tramo de 115 metros. Durante la etapa de construcción se evidenció un menor tiempo de construcción y costo, debido a que los tubos de acero servían como encofrado del hormigón y a su vez permitían la construcción del puente sin necesidad de una estructura guía para erigir el mismo.



Figura 23. Puente Wangchang East River
FUENTE: (Han et al., 2014)

Millennium Tower, Austria

La edificación Millennium Tower, ubicada en la ciudad de Viena, Austria construida entre 1997 y 1999, tienen una altura de 202 m, cuenta con 50 pisos, con un área de construcción de 47200 m². Su estructura consta de un núcleo de hormigón armado y columnas compuestas de sección circular, gracias a estas últimas se ejecutaron aproximadamente 2.5 pisos por semana.



Figura 24. Estructura Millennium Tower
FUENTE: (Hernández-Figueirido, 2012)

Ruifeng International Commercial Building, China

Construido en 2001 en la ciudad de Hangzhou (China), es un edificio con sistema híbrido, con columnas CFST de sección transversal cuadrada en el exterior, además de un núcleo de hormigón armado. El edificio consta de dos torres las cuales tienen una altura de 84.3m (24 pisos) y 55.5 m (15 pisos), con una superficie total de construcción de 51095 m².



Figura 25. Ruifeng International Commercial Building
FUENTE: (Han et al., 2003)

Edificio Taipei 101, Taiwán

El edificio Taipei 101, ubicado en Taiwán, inició su construcción en el año de 1999 y duró aproximadamente 5 años, cuenta con 101 pisos llegando a tener una altura de 508 m posicionándose dentro de los diez edificios más altos del mundo. Su estructura está compuesta por columnas, vigas y losas mixtas, los principales pilares son de sección rectangular rellenas con hormigón con una resistencia de 69 MPa, cuyas dimensiones fueron de 3m x 2.4 m y 80mm de espesor.



Figura 26. Edificio Taipei 101
FUENTE: (Cereno de Freitas, 2005)

Canton Tower, China

La “Canton Tower”, ubicada en Guangzhou República de China, fue construida en el año 2005 y finalizada en el año 2009, cuenta con 24 pilares CFST inclinados con un diámetro máximo de 2000 mm y espesor de 50 mm, considerada como la segunda torre más alta del mundo, esta torre es utilizada para telecomunicaciones, cine, entretenimiento, museos, locales comerciales, etc; cuenta con 112 pisos y una altura de la estructura aproximada de 454 m.



Figura 27. Canton Tower.
FUENTE: (Romero et al., 2020)

2.6 COMPARACIÓN TEÓRICA

A continuación, se presenta una recopilación de estudios técnicos y experimentales acerca del comportamiento de los perfiles de acero huecos (HSS) y los perfiles de acero rellenos de hormigón (CFST):

(Furlong, 1967), realizó experimentos con el objetivo de proporcionar datos experimentales de este tipo de elementos y determinó que, es posible utilizar secciones de acero de menor espesor en vista de que el hormigón fuerza todos los modos de pandeo local hacia afuera, garantizando que el acero alcance su resistencia de elasticidad longitudinal antes del pandeo.

De acuerdo con (Uchikoshi et al., 2000) en los resultados de su estudio “Merits of CFT Column System”, la rigidez del piso lateral del sistema de columnas CFST es mayor que la del sistema de acero, pero el peso del piso del sistema de columnas CFST también es mayor. Esto no conduce a diferencias importantes en las características de vibración de ninguno de los sistemas. No se observa una diferencia significativa en el comportamiento elastoplástico o la capacidad de disipación de energía entre los dos sistemas, siempre que el mecanismo general del marco sea diseñado para formar rótulas plásticas principalmente en las vigas. El peso total del acero del sistema de columnas CFST es aproximadamente un 10% menor que el del sistema de acero.

(Gourley et al., 2008), en su investigación “A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete Filled Steel Tube Beam-Columns”, mencionan que los miembros estructurales CSFT tienen ventajas sobre una sección equivalente de acero, hormigón armado o elemento de acero embebido en hormigón. Como la ubicación del acero y el hormigón que optimiza la resistencia y rigidez de la sección. El acero al encontrarse en el perímetro exterior tiene un mejor desempeño en tracción y al tener un mayor módulo de elasticidad que el concreto, contribuye mayormente al momento de inercia. Además, se ha demostrado que la sección de acero confina el núcleo de hormigón, lo que aumenta la resistencia a la compresión para CFST circulares, y la ductilidad para CFST rectangulares.

Según, (Hernández Figueirido, 2012) & (Dr. D. R. Panchal, 2012), el coste de una columna de acero rellena de hormigón por unidad de resistencia es mucho menor

que el de una columna de acero hueca, debido a que el hormigón tiene menor costo. Por otra parte, también es menor que el de una columna de hormigón armado ya que, para el mismo costo, la resistencia de la columna es mayor.

Conforme a (Han et al., 2014), la resistencia al fuego de las columnas de acero huecas sin protección en edificios de gran altura se encuentra normalmente en menos de media hora. Mientras que, para CFST, el hormigón de relleno puede aumentar significativamente la resistencia al fuego. Debido a que el núcleo de hormigón absorbe el calor, la temperatura en la sección de acero aumenta mucho más lento que en los tubos de acero huecos. Además, el tubo exterior proporciona un confinamiento al núcleo de hormigón durante la exposición al fuego, por lo que se puede evitar el desconchado del núcleo de hormigón.

(Nasery et al., 2017), evidenciaron en su estudio "Investigating the Seismic Performance of the Structures with Steel, Concrete and Composite Columns", que las estructuras que tienen elementos portantes verticales compuestos muestran un desempeño sísmico superior en comparación con las estructuras que tienen columnas de acero y concreto.

CAPITULO 3

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

3.1 PELIGRO SÍSMICO EN ECUADOR

Ecuador se considera un país con alta actividad sísmica debido a que está ubicado cerca de la zona de convergencia de la placa tectónica Sudamericana considerada placa continental y de la placa tectónica de Nazca o placa oceánica, esta última al ser más densa subduce bajo la placa continental generando en ocasiones sismos de gran magnitud.

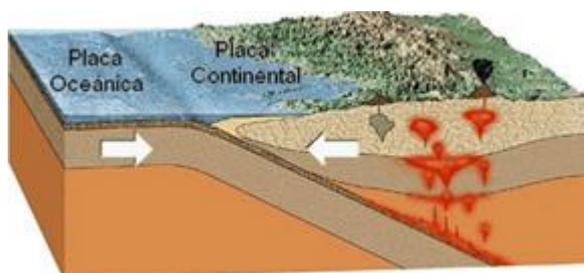


Figura 28. Movimiento de las placas tectónicas
FUENTE: Kerys Granados

Debido a que aún se tiene incertidumbres para predecir un evento sísmico, “los criterios de diseño sismorresistente se basan en métodos probabilísticos que suponen las intensidades y frecuencias de ocurrencia de cierto evento sísmico” (Quinde & Reinoso, 2016). Por lo que es necesario realizar una caracterización sísmica del lugar, mostrando probables aceleraciones máximas para diferentes tiempos de retorno, con la cual se busca generar un espectro de diseño.

3.1.1 ZONAS SÍSMICAS

Considerando que “uno de los objetivos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, es reducir el riesgo sísmico hasta niveles admisibles, precautelando de esta manera la seguridad de vidas, evitando el colapso de las estructuras y garantizando su buen comportamiento sísmico” (NEC-SE-DS, 2015), en Ecuador se han determinado seis zonas sísmicas que se muestran a continuación:

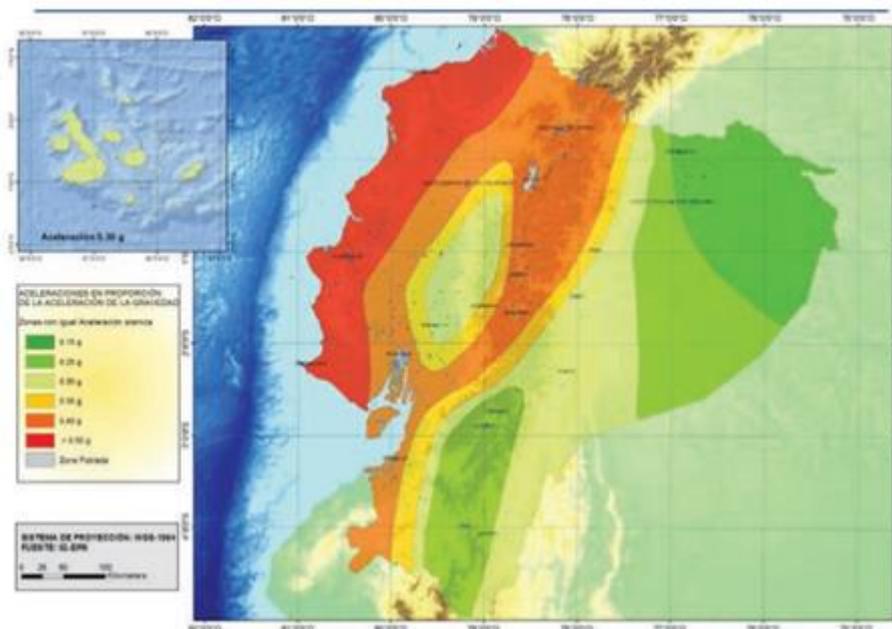


Figura 29. Zonas sísmicas en Ecuador
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

“En el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI” (NEC-SE-DS, 2015).

A continuación, se especifican los valores de factor de zona (Z):

Tabla 1. Factor de zona

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

3.1.2 PERFIL TIPO DE SUELO

Se presentan seis tipos de perfiles de suelo según la NEC15, que los clasifica considerando las propiedades del suelo dentro de los 30 m superiores. En la siguiente tabla se muestran parámetros específicos de esta clasificación.

Tabla 2. Perfiles de suelo según la NEC15

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelo rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 KPa $> S_u \geq 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor a 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de onda de corte.	
F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.		

FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

3.1.3 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN

Dependiendo del factor de zona determinado se elegirán los siguientes factores:

Fa: “Este amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3. Factor de sitio F_a .

Fa. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto						
Tipos de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Fd: “Este factor amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 4. Factor de sitio F_d .

Fd. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca						
Tipos de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Fs: “Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 5. Factor de sitio F_s .

Fs. Comportamiento no lineal de los suelos						
Tipos de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.2 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

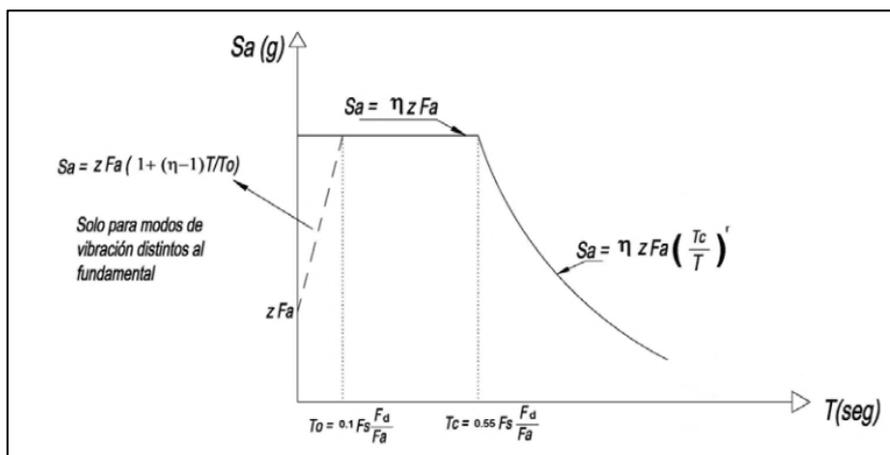


Figura 30. Espectro sísmico elástico de aceleraciones
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Dónde

η Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1s)$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$\eta = 1.80$	Costa (excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$	Oriente

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del período fundamental de la edificación.

T Período fundamental de la estructura.

T_0, T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

“Dicho espectro, obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% y se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos” (NEC-SE-DS, 2015):

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c$$

r Factor utilizado en el espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto.

r = 1	Todos los suelos, excepto tipo E
-------	----------------------------------

r = 1.5	Tipo de suelo E
---------	-----------------

T_c y T_L son los límites para el período de vibración y se obtienen como se indica:

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

3.3 CORTE BASAL

“Se denomina cortante basal de diseño V a la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la norma nacional” (NEC-SE-DS, 2015).

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

Dónde

I Coeficiente de importancia

$\phi_P \phi_E$ Factores de configuración estructural

R Factor de reducción de resistencia sísmica

W Carga sísmica reactiva

3.3.1 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

“Incrementa la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 6. *Coficiente de Importancia*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.3.2 COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN

Se recomienda que la configuración del edificio sea regular para tener un comportamiento sísmico apropiado. Sin embargo, ante la presencia de configuraciones más complejas se deben considerar los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño de acuerdo al tipo de irregularidades. Cabe aclarar, que “estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño con el fin de proveer mayor resistencia a la estructura, pero no garantizan el adecuado desempeño sísmico de la misma” (NEC-SE-DS, 2015).

3.3.3 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

“Permite reducir la demanda sísmica de diseño, determinada a partir de un espectro elástico, considerando de esta manera la capacidad de disipación de energía de la estructura por comportamiento no lineal, lograda a través de la resistencia y ductilidad que presenta” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 7. *Coficiente R para sistemas estructurales dúctiles*

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 8. Coeficiente R para sistemas de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.3.4 CARGA SÍSMICA REACTIVA (W)

Representa la carga reactiva por sismo.

Caso general:

$$W = D$$

Casos particulares: bodegas y almacenaje

$$W = D + 0.25 \cdot L_i$$

Donde

D Carga muerta total de la estructura

L_i Carga viva del piso i

3.4 PERIODO DE VIBRACIÓN (TA)

El periodo de vibración aproximado de la edificación T_a , puede ser estimado mediante los métodos que se describen a continuación, “el valor obtenido ante la utilización de estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento” (NEC-SE-DS, 2015).

Método 1 El valor del período T se obtiene de manera aproximada por medio de la siguiente expresión:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Dónde

C_t Depende del tipo de edificación

h_n Altura máxima del edificio de n pisos.

Para C_t , α :

Tabla 9. Tipo de Estructura.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Método 2 “La siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal, considera las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. El valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1” (NEC-SE-DS, 2015).

3.5 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)

“La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15” recomienda dos métodos de diseño sismorresistente uno de estos es el Método Basado en Fuerzas, mismo que será aplicado en este estudio. Se basa en la aplicación de fuerzas laterales en cada piso simulando los efectos de un sismo, además permite determinar el período y la rigidez de la estructura asumiendo que son independientes de la resistencia (Moreno et al., 2011), por lo que se pueden estimar antes de que se defina el refuerzo de las secciones de hormigón o el espesor final de las placas de acero.

“La estructura está diseñada para una respuesta de aceleración que es reducida mediante un factor de reducción de resistencia R que es constante y no depende del período ni del tipo de suelo, tan solo de la tipología de la estructura” (NEC-SE-DS, 2015).

Entre otras cosas, mediante este método se determina el período elástico, el cortante en la base, los esfuerzos de cortante y momento, necesarios para dimensionar la estructura (NEC-SE-DS, 2015).

3.5.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

3.5.1.1 Análisis Estático

“Este método consiste en aplicar cargas estáticas en todos los niveles de una edificación para poder simular el efecto de un sismo, la distribución de estas cargas es suponer un primer modo de oscilación de forma triangular y despreciar el efecto de los otros modos. El factor de zona Z, será utilizado para determinar el PGA, en consecuencia, el espectro de diseño $S_a(T)$ ” (NEC-SE-DS, 2015).

3.5.1.2 Análisis Dinámico Espectral

Aplicado a estructuras de ocupación especial. En este método el espectro de respuesta elástico es obtenido a través de las curvas de peligro sísmico definidas en la NEC15.

“En este análisis se deben considerar, todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura y 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” (NEC-SE-DS, 2015).

3.6 PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO DBF

3.6.1 COEFICIENTE SÍSMICO

El coeficiente sísmico se utiliza para ajustar la sobrecarga sísmica y, es el valor multiplicado al peso de la estructura. Se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$C = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E}$$

3.6.2 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTANTE

Debido a la falta de un método de cálculo más detallado, basado en los principios de la dinámica, la fuerza total de cálculo debe distribuirse en la altura de la edificación, en conformidad con las fórmulas siguientes:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad , \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \cdot V$$

Donde

V Cortante total en la base de la estructura

V_x Cortante total en el piso x

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x

n Número de pisos

w_x Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

w_i Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x Altura del piso x del edificio

h_i Altura del piso i del edificio

k Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

Determinación de K:

Tabla 10. Determinación coeficiente K

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.6.3 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

El cortante de piso debe distribuirse entre las partes destinadas a resistir cargas laterales de manera proporcional a sus rigideces. “La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas, pero desplazada una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, con la finalidad de considerar efectos de torsión accidental” (NEC-SE-DS, 2015).

3.6.4 DERIVAS

“Las derivas inelásticas máximas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF, sean estáticas o dinámicas, se calcularán en cada dirección de aplicación de las mismas para cada piso, mediante un análisis elástico de la estructura” (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 \cdot \Delta_E$$

Donde

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento por la aplicación de las fuerzas laterales

Y se verificará que:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de la Tabla 11.

Tabla 11. Deriva máxima de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.7 MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA

3.7.1 ESTADOS LÍMITE

La seguridad estructural en las edificaciones supone ciertas exigencias como mantener su resistencia y estabilidad, evitando su colapso frente a diferentes solicitaciones, además, de una aptitud de servicio que involucra la ausencia de

deformaciones o anomalías inadmisibles en la estructura. Para garantizar dicha seguridad estructural, los principios de diseño de estados límite se constituyen como una alternativa.

Los estados límites son situaciones que, de ser excedidas, pueden ocasionar que la edificación o parte de ella incumpla con la función para la que está prevista. Se distinguen dos tipos de estados límite:

3.7.1.1 Estados Límites de Servicio: (ELS)

Tienen relación con el incumplimiento de los requisitos de funcionamiento de la estructura, por ejemplo, deflexiones excesivas en vigas, agrietamiento, vibraciones, deterioro, que afectan su apariencia, durabilidad y causan incomodidad en los habitantes.

3.7.1.2 Estado Límite de Resistencia o Últimos: (ELU)

Asociados con la capacidad última para soportar cargas, puede evaluarse más de un estado límite en un mismo elemento dependiendo del tipo de sollicitación actuante, por ejemplo, la fluencia del elemento, formación de rótulas plásticas, fractura por tracción, inestabilidad de un miembro por pandeo local, torsional o pandeo por compresión, fatiga, falla de la estructura. Este estado límite busca prevenir el colapso de la edificación.

Tabla 12. Estados límite y factores de resistencia

Resistencia	Estado Límite	ϕ
Miembros en tracción, ϕ_t	Fluencia en tracción calculado en la sección bruta	0,9
	Ruptura en tracción calculado en la sección neta	0,75
Miembros en compresión, ϕ_c	Pandeo por flexión	0,9
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0,9
	Pandeo local	0,9
Miembros en flexión, ϕ_b	Fluencia (Momento plástico)	0,9
	Pandeo lateral-torsional	0,9
	Pandeo Local del ala	0,9
	Pandeo local del alma	0,9
Miembros en corte, ϕ_v	Fluencia en corte	0,9
	Pandeo en corte	0,9

Fuente: (Crisafulli, 2018)

3.7.2 MÉTODO DE DISEÑO LRFD

“El método de diseño por factores de carga y resistencia o LRFD por sus siglas en inglés, es un método basado en el criterio de los estados límite, que se satisface cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es igual o mayor a la resistencia requerida o última” (ANSI/AISC 360-16, 2016), donde, esta última se obtiene a través de las combinaciones de carga factorizadas y la resistencia de diseño es obtenida, cuando la resistencia del elemento es disminuida mediante un factor de reducción que dependerá del modo de falla.

3.7.2.1 Combinaciones de Carga

El método de diseño LRFD utiliza factores de mayoración de carga que consideran la incertidumbre en la estimación de las cargas permanentes, sobrecargas, viento y sismo, esto debido a que no se puede conocer exactamente la magnitud de dichas cargas, por modificaciones en la estructura, de su uso o de factores ambientales. Las posibles combinaciones con cargas mayoradas se muestran a continuación:

Tabla 13. *Combinaciones de Carga*

Combinación 1	$1.4 D$
Combinación 2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
Combinación 3	$1.2 D + 1.6 \max(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + \max(L \text{ o } 0.5 W)$
Combinación 4	$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
Combinación 5	$0.9 D + 1.0 W$
Combinación 6	$1.2 D + 1.0 Ev + 1.0 Eh + 1.0 L + 0.2 S$
Combinación 7	$0.9 D - 1.0 Ev + 1.0 Eh$

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2016)

Donde:

- D Carga permanente
- L Sobrecarga
- Lr Sobrecarga cubierta
- S Carga por nieve
- W Carga por viento
- E Carga por sismo
- R Carga por lluvia

CAPITULO 4

DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

4.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

La edificación considerada para el presente trabajo está localizada en la Provincia de Pichincha, zona norte de la ciudad de Quito. Debido a su ubicación, tiene un perfil de suelo tipo D.

4.2 CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA

La edificación consta de 5 plantas de 3.15 m de entrepiso, las dos primeras plantas destinadas a oficinas y las 3 siguientes de uso residencial, además de una terraza accesible y un tapagrada que tiene una altura de 2.50 m. La altura de la estructura, medida desde la base tiene un total de 20.45 m. A continuación, se muestran las vistas en planta y elevación del edificio:

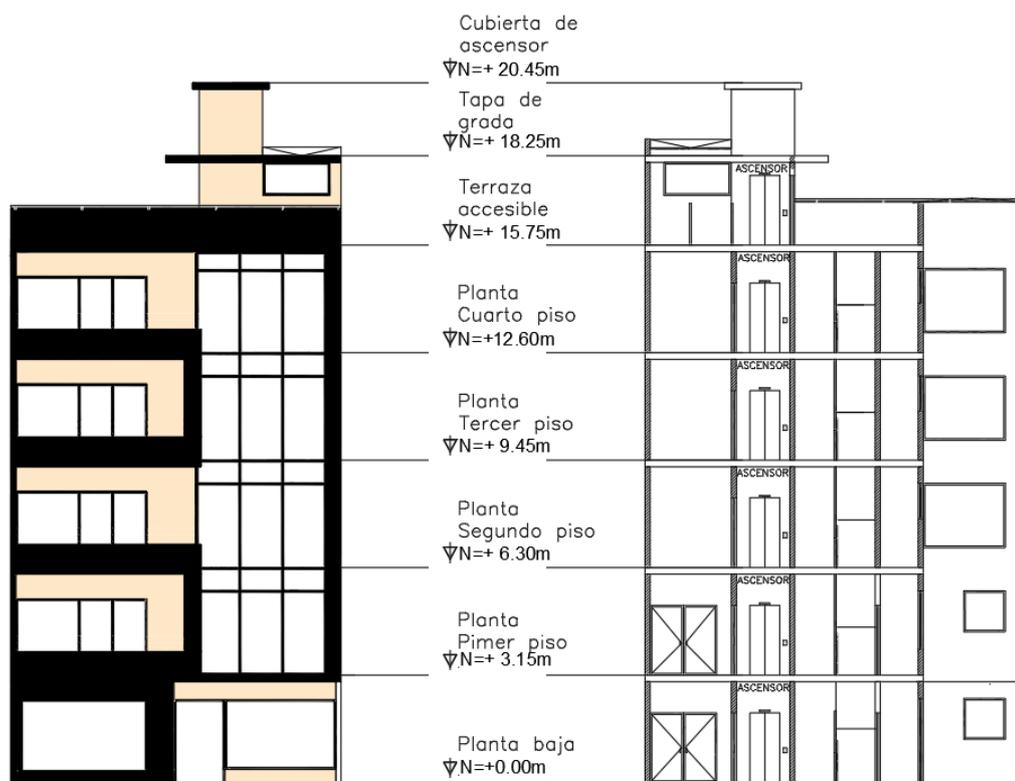


Figura 31. Fachada y corte frontal del edificio
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

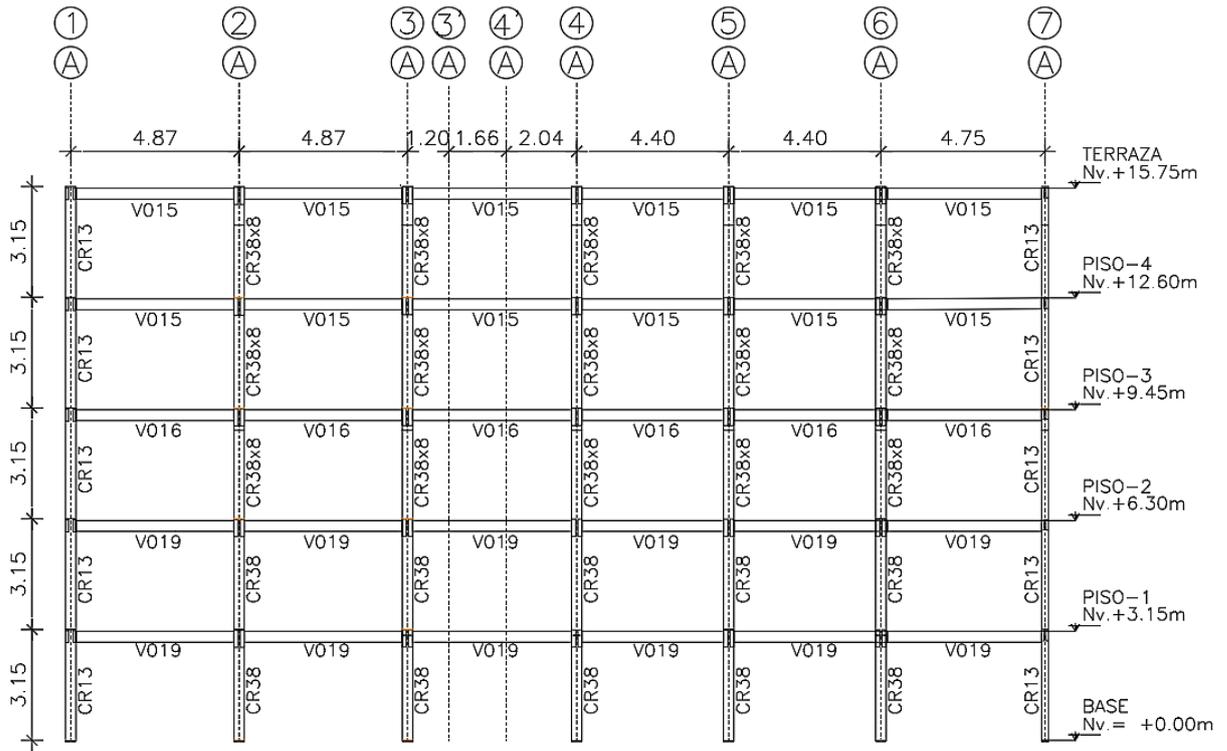


Figura 32. Vista en elevación lateral del Edificio
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

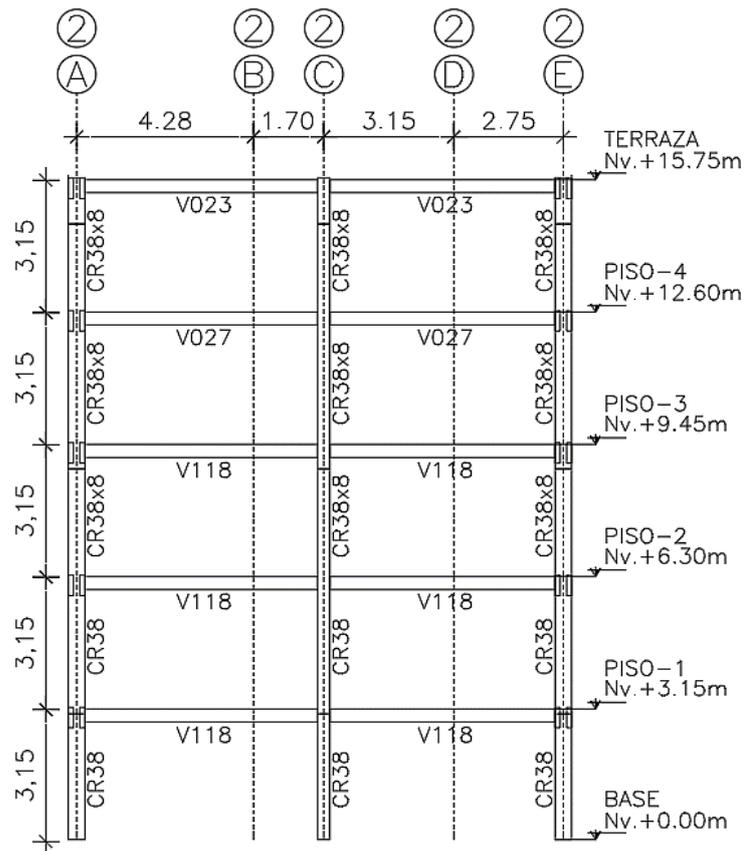


Figura 33. Vista en elevación transversal del Edificio
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

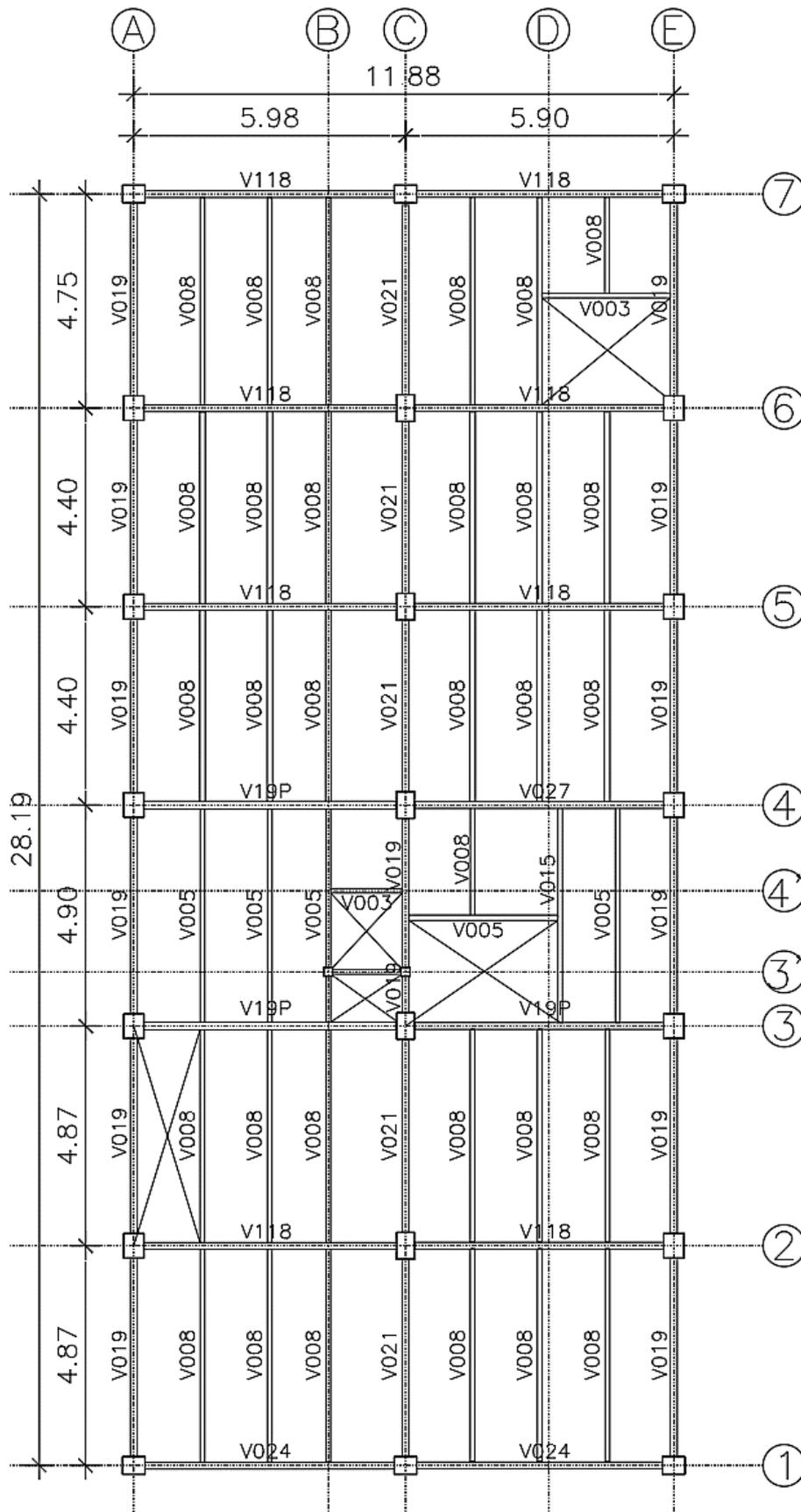


Figura 34. Vista en Planta del Edificio
 Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.3 MATERIALES

Los materiales con sus respectivas propiedades utilizados en el predimensionamiento de los elementos estructurales, modelación y diseño del edificio se presentan a continuación:

Acero A36

Planchas laminadas para vigas tipo I, perfiles tipo U para columnas rectangulares, tubos cuadrados y perfiles tipo G.

- Esfuerzo de fluencia, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad, $E_s=2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico, $\gamma_s= 7850 \text{ kg/m}^3$

Hormigón

Relleno de columnas, losa de compresión.

- Resistencia a la compresión, $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad, $E_c=195633.59 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico, $\gamma_c=2400 \text{ kg/m}^3$

4.4 CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO

Se requiere obtener las cargas gravitacionales consideradas dentro de la carga muerta o carga permanente provenientes de acabados, mampostería, deck metálico, instalaciones, etc. así como la carga viva o sobrecarga cuyo valor dependerá del uso que se le dé a la estructura. Para esto se consideraron los valores determinados en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo I, Cargas No Sísmicas NEC-SE-CG”, además de catálogos de fabricantes nacionales.

A continuación, se detalla cada una de las cargas consideradas para el predimensionamiento y diseño de la estructura:

Tabla 14. Cargas de Diseño

DESCRIPCIÓN	Primer y Segundo piso (Kg/m ²)	Tercero y Cuarto piso (Kg/m ²)	Terraza accesible (Kg/m ²)	Tapa Grada (kg/m ²)	Cubierta (kg/m ²)
Panel metálico	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38
Hormigón sobre deck	180	180	180	180	180
Mampostería	325.55	255.14	155.51	58.93	0
Cielorraso	20	20	0	0	0
acabados de pisos	20	20	20	0	0
Instalaciones	15	15	15	10	10
CARGA MUERTA	566.93	496.52	376.89	255.31	196.38
CARGA VIVA	244	200	200	200	0

Fuente: Chango Byron, Ruiz Karla

4.5 PREDIMENSIONAMIENTO

En este apartado se presenta un ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de vigas principales, secundarias y losa para lo cual se considera los elementos sometidos a las condiciones más críticas. Para esto se utilizaron normas nacionales como la “Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015”, capítulos “Estructuras de Acero, NEC-SE-AC”, “Cargas No Sísmicas, NEC-SE-CG”, también, se utilizaron normas internacionales como “Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16”, y “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16”. Para el análisis sismorresistente se utilizaron las normas, “Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente, NEC-SE-DS” y “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16”. Cabe recalcar que se primó el uso de normas internacionales debido a que estas contienen especificaciones técnicas necesarias para diseñar elementos compuestos.

4.5.1 VIGAS SECUNDARIAS

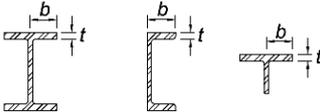
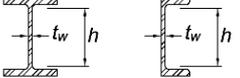
Este tipo de elementos serán tratados como secciones compuestas debido a que están unidas mediante conectores de corte a una losa tipo deck es decir trabajan como un solo elemento, aumentando su capacidad de carga.

4.5.1.1 Clasificación de miembros sujetos a flexión

Los miembros de elementos, que no son parte del sistema resistente a cargas por sismo, se clasifican como: compactos si sus alas están conectadas de forma continua al alma y la relación ancho - espesor no supera el límite λ_p y no compactos

si uno o más elementos supera λ_p , pero no excede λ_r o esbeltos si la misma relación de cualquier miembro supera λ_r . (ANSI/AISC 360, 2016)

Tabla 15. Clasificación elementos de compresión sujetos a flexión

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure						
Unstiffened Elements	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
				λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Stiffened Elements	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
				λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2016)

Clasificación de miembros de acuerdo a la Tabla 15.

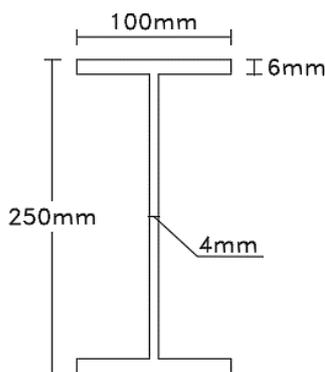


Figura 35. Sección se viga secundaria V008

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 16. Clasificación viga secundaria V008

Datos de viga			Límites ancho-espesor			Clasificación		
bf	10,00	cm	Patin	10,95	λ_p	Patin	8,33	SISMICAMENTE COMPACTA
tf	0,60	cm		28,81	λ_r			
h	23,80	cm	Alma	108,33	λ_p	Alma	59,50	SISMICAMENTE COMPACTA
tw	0,40	cm		164,22	λ_r			
Cb	1,00							

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.5.1.2 Resistencia a la flexión positiva

Distribución de esfuerzos en la sección plastificada

La resistencia de diseño para flexión positiva $\phi_b M_n$ ($\phi_b = 0.90$), debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue:

a) Para $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{25 \text{ cm}}{0.4 \text{ cm}} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}}$$

$$62.5 < 108.33$$

“Como se cumple con la condición a), el momento nominal (M_n) debe ser determinado a partir de la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico)” (ANSI/AISC 360, 2016).

Cuando una losa y viga se conectan de manera que no exista un desplazamiento relativo entre ellas se logra que se deforme como una sola unidad y el eje neutro (EN) es único, considerando que este último está situado en la losa o en su borde inferior, bajo la condición $0.85 \cdot f'_c \cdot A_c \geq A_s \cdot F_y$ que indica que la resistencia en compresión de la losa es mayor o igual que la de la viga plastificada en tensión o compresión. De igual forma, al estar la losa conectada al patín superior en compresión a lo largo de toda la longitud de la viga, impedirá a la misma el fallo por pandeo lateral.

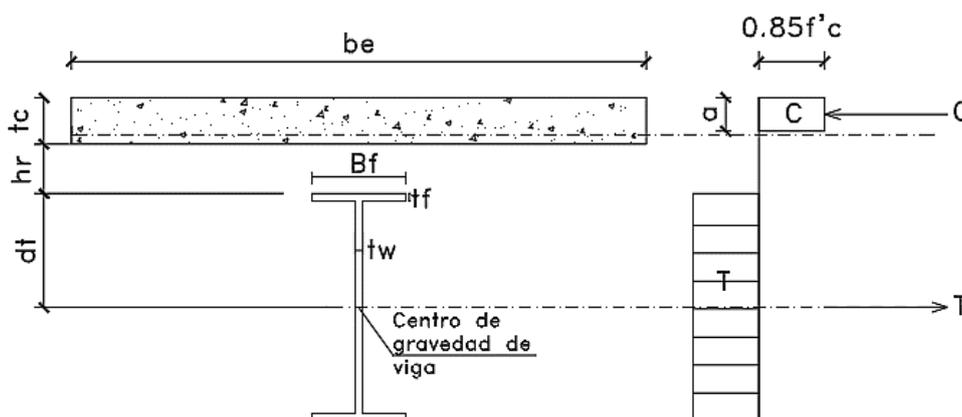


Figura 36. Momentos flexionantes positivos, EN en la losa de hormigón.

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Los esfuerzos en el área de hormigón comprimida se consideran uniformes, además, los esfuerzos en tensión son despreciables, por lo tanto, la fuerza de compresión C se define como:

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

Además, la viga trabaja en flexión pura por lo que las fuerzas C y T , son iguales:

Fuerza de tensión T

$$T = A_s \cdot F_y$$

Entonces

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_e = A_s \cdot F_y$$

Donde

A_s Área de sección transversal del perfil de acero

A_c Área de hormigón correspondiente al ancho efectivo b_e

F_y Esfuerzo de fluencia del acero

f'_c Resistencia a compresión del hormigón

b_e Ancho efectivo de la losa

Ancho efectivo b_e

“Es la suma de los anchos efectivos de cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no puede exceder: $\frac{1}{8}$ de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos, $\frac{1}{2}$ de la distancia al eje de la viga adyacente (s_2 en Figura 37) ó la distancia al borde de la losa (s_1 y s_3 en Figura 37)” (ANSI/AISC 360, 2016).

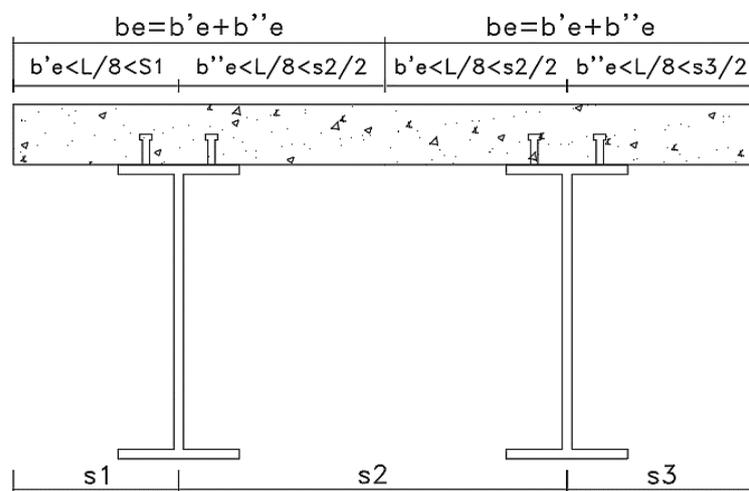


Figura 37. Determinación ancho efectivo b_e
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

$$b_e < \frac{L}{8} < \frac{s}{2}$$

L Luz de la viga

s separación entre vigas adyacentes

$$b_e < \frac{490\text{cm}}{8} < \frac{150\text{cm}}{2}$$

$$b_e < 61.25\text{cm} < 75\text{cm}$$

$$b_e = 61.25\text{cm}$$

El valor "a" se define como la profundidad del bloque de esfuerzo rectangular equivalente, entonces:

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_e$$

Determinación de "a"

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e}$$

$$a = \frac{21.52\text{cm}^2 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 61.25\text{cm}} = 4.98 \text{ cm}$$

Resistencia Nominal a la Flexión

$$M_n = C \cdot d_1$$

$$M_n = A_s \cdot F_y \cdot d_1$$

$$d_1 = d_t + h_r + t_c - \frac{a}{2}$$

Donde

d_t Distancia del centro de gravedad de la sección de acero a su borde superior

h_r Altura de onda de panel metálico

t_c Espesor losa de hormigón

d_1 Brazo del par de fuerzas interiores

h_v Altura de viga

$$d_1 = \frac{h_v}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2}$$

$$d_1 = \frac{25\text{cm}}{2} + 5.5\text{cm} + 6\text{cm} - \frac{4.98\text{cm}}{2} = 21.51\text{cm}$$

$$M_n = 21.52\text{cm}^2 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 21.51\text{cm}$$

$$M_n = 11.71\text{ t} \cdot \text{m}$$

Método de Inercias Equivalentes

En este método se supone una sección transformada elástica para calcular los esfuerzos en la sección compuesta. La relación entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto, se utiliza para determinar la sección transformada.

Determinación de la sección transformada

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

$$n = \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{12600 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 11.50$$

$$be_t = \frac{be}{n} = \frac{61.25\text{cm}}{11.50} = 5.33\text{cm}$$

be_t Ancho efectivo transformado

Cálculo del centro de gravedad de la sección compuesta

$$cg = \frac{be \cdot t_c \cdot \left(d + \frac{t_c}{2}\right) + A_s \cdot \frac{d}{2}}{A_s + be \cdot t_c}$$

d Altura de la sección de acero

$$cg = \frac{5.33\text{cm} \cdot 6\text{cm} \cdot \left(25\text{cm} + \frac{6\text{cm}}{2}\right) + 21.52\text{cm}^2 \cdot \frac{25\text{cm}}{2}}{21.52\text{cm}^2 + 5.33\text{cm} \cdot 6\text{cm}} = 21.76\text{cm}$$

Inercia total de la sección compuesta

$$I_t = I_o + A \cdot d^2$$

$$I_t = \left[\frac{be \cdot t_c^3}{12} + be \cdot t_c \cdot \left(d - cg + \frac{t_c}{2}\right)^2 \right] + \left[I_x + A_s \cdot \left(\frac{d}{2} - cg\right) \right]$$

$$I_t = \left[\frac{5.33\text{cm} \cdot (6\text{cm})^3}{12} + 5.33\text{cm} \cdot 6\text{cm} \cdot \left(25\text{cm} - 21.76\text{cm} + \frac{6\text{cm}}{2} \right)^2 \right] \\ + \left[2235.82 \text{ cm}^4 + 21.52\text{cm}^2 \cdot \left(\frac{25\text{cm}}{2} - 21.76\text{cm} \right) \right]$$

$$I_t = 5421.16 \text{ cm}^4$$

Momento nominal

$$\frac{M}{\sigma} = \frac{I}{cg} \quad \text{ó} \quad \sigma = \frac{M}{I} \cdot cg$$

$$M = \frac{I \cdot \sigma}{cg} = \frac{5421.16\text{cm}^4 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{21.76\text{cm}} = 630309.50 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M = 6.30 \text{ t} \cdot \text{m}$$

A continuación, se calcula el momento último para vigas simplemente apoyadas

$$C_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

Donde

C_u Carga última método LRFD

$$C_u = 1.2 \cdot 0.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} + 1.6 \cdot 0.24 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0.98 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$W = C_u \cdot a_t \cdot L_v + 1.2 \cdot P_v$$

Donde

W Carga Puntual

a_t Área tributaria

L_v Longitud de la viga

P_v Peso propio de la viga

$$W = 0.98 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 1.50 \text{ m} \cdot 4.90 \text{ m} + 1.2 \cdot 0.0169 \frac{\text{t}}{\text{m}} \cdot 4.90 \text{ m} = 7.31 \text{ t}$$

$$W_r = \frac{W}{L_v}$$

Donde

W_r Carga distribuida método LRFD

$$W_r = \frac{7.31 \text{ t}}{4.90 \text{ m}} = 1.49 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Cálculo Momento Último

$$M_u = \frac{W_r \cdot L_v^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1.49 \text{ t/m} \cdot 4.9 \text{ m}^2}{8}$$

$$M_u = 4.48 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Tabla 17. *Momento último viga secundaria V008*

Calculos		
Cu	0.98	t/m ²
Vigas	3.00	u
at	1.50	m
W	7.31	t
Wr	1.49	t/m
Mu	4.48	t-m

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Se escoge el momento nominal menor entre los dos métodos

Verificación de la Resistencia a Flexión:

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \cdot 6.30 \text{ t} \cdot \text{m} = 5.67 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 4.48 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

Tabla 18. *Verificación Resistencia a Flexión*

Viga Secundaria - Sección Compuesta					
Método 1			Metodo 2		
t	11,50	OK	n	11,50	
b	61,25	cm	be	5,33	cm
a	4,98	cm	cg	21,76	cm
Mr	10,54	t-m	lt	5421,16	cm ⁴
			Mr	5,67	t-m
Mr= 5,67 T·m					
Mu= 4,48 T·m					
D/C			0,79		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.5.1.3 Resistencia de diseño al corte

“La resistencia de diseño al corte de vigas compuestas $\phi_v V_n$ ($\phi_v = 0.90$), deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero” (ANSI/AISC 360, 2016).

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot d \cdot t_w$$

Donde

d Altura de la viga de acero

t_w Espesor del alma de la viga

$$V_n = 0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 0.4 \text{ cm} = 15.18 \text{ t}$$

A continuación, se calcula el cortante último para vigas simplemente apoyadas

$$V_u = \frac{W_r \cdot L_v}{2}$$

Donde:

W_r Carga distribuida método LRFD

L_v Longitud viga secundaria

$$V_u = \frac{1.49 \frac{\text{t}}{\text{m}} \cdot 4.9 \text{ m}}{2}$$

$$V_u = 3.65 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Verificación de la Resistencia a Corte:

$$\phi_v \cdot V_n = 0.9 \cdot 15.18 \text{ t} = 13.66 \text{ t}$$

$$V_u = 3.65 \text{ t}$$

$$\phi_v \cdot V_n \geq V_u$$

4.5.2 VIGAS PRINCIPALES

Estos elementos deben ser diseñados para transmitir momentos a las columnas de la estructura, por lo que presentan conexiones a momento tipo RBS (Reduction Beam Section), asegurando la formación de nudos plásticos en estas.

4.5.2.1 Límites ancho - espesor de miembros de acero

Los miembros de elementos, que conforman el sistema resistente a cargas sísmicas son designados como: elementos compactos (Moderadamente dúctiles), si la relación ancho - espesor no supera el límite, λ_{md} , de la Tabla 19., y elementos sísmicamente compactos (Altamente dúctiles), si la misma relación supera el límite λ_{md} , pero no excede λ_{hd} (ANSI/AISC 341, 2016).

Tabla 19. Clasificación elementos a compresión para miembros moderada y altamente dúctiles.

TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Stiffened Elements Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels ^{b)} 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w h/t h/t	For $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_a = \frac{P_a}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	For $C_a \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_a = \frac{P_a}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	

FUENTE: (ANSI/AISC 341, 2016)

Clasificación de miembros de acuerdo a la Tabla 19.

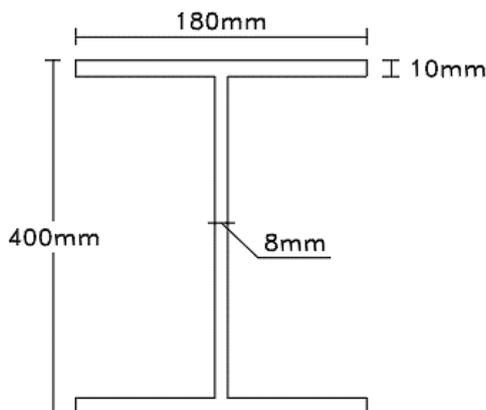


Figura 38. Sección de viga principal V027

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 20. Clasificación viga principal V027

Datos de viga			Límites ancho-espesor			Clasificación		
bf	18,00	cm	Patin	8,09	λ hd	Patin	9,00	COMPACTA
tf	1,00	cm		10,11	λ md			
h	38,00	cm	Alma	64,94	λ hd	Alma	47,50	SISMICAMENTE COMPACTA
tw	0,80	cm		100,07	λ md			
A	36							

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.5.2.2 Resistencia a flexión

“Para la resistencia a la flexión de diseño $\phi_b M_n$ ($\phi_b = 0.90$), se considerará el valor más bajo obtenido según el estado límite de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional” (ANSI/AISC 360, 2016).

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

Donde

M_n Resistencia a la flexión nominal

Z_x Módulo plástico de la sección

4.5.2.3 Pandeo lateral torsional

Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.

L_b Longitud entre puntos arriostrados contra desplazamientos laterales

$$L_b = \frac{L_t}{n + 1}$$

Donde

L_t Longitud de viga principal

n Número de vigas secundarias

$$L_b = \frac{5.98 \text{ m}}{3 + 1} = 1.5 \text{ m}$$

L_p Longitud no apoyada lateralmente para el estado límite de fluencia.

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde

r_y Radio de giro alrededor del eje y

$$L_p = 1.76 \cdot 3.83 \text{ cm} \cdot \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 1.94 \text{ m}$$

Verificación estado límite para Pandeo Lateral Torsional

$$L_b \leq L_p$$

$$1.50 \text{ m} < 1.94 \text{ m}$$

Como se observa la longitud L_b es menor que la longitud L_p asegurando la plastificación del elemento como se indica en la Figura 39., por lo que la resistencia a flexión se obtiene mediante el estado límite de fluencia.

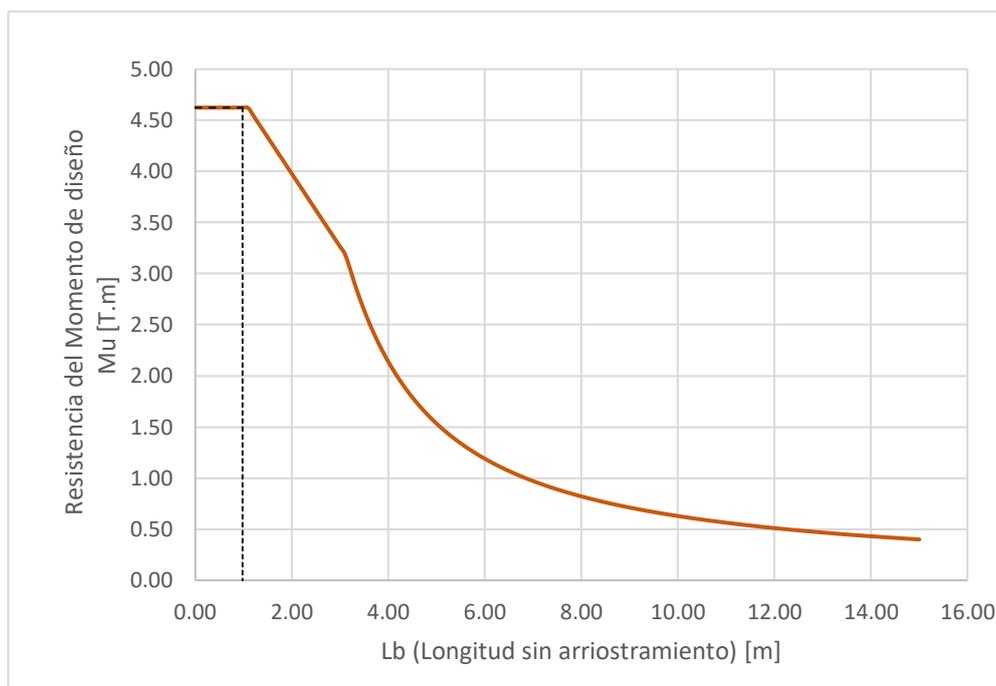


Figura 39. Capacidad Resistente a Flexión de Vigas

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

A continuación, se muestran las propiedades mecánicas de la sección, necesarias para su diseño a flexión.

Tabla 21. Propiedades de la viga principal V027

Propiedades mecánicas		
As	66,40	cm ²
Peso	52,12	kg/m
Ix	17350,13	cm ⁴
Iy	973,62	cm ⁴
Zx	990,80	cm ³
ry	3,83	cm

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Obtención de la resistencia a flexión

$$\phi_b \cdot M_n = F_y \cdot Z_x$$

$$\phi_b \cdot M_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 990.80 \text{cm}^3$$

$$\phi_b \cdot M_n = 2506724 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 25.07 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Las vigas principales se diseñan a partir de las cargas puntuales que se transmiten a través de las vigas secundarias.

$$P_i = \frac{W}{2} + \frac{W}{2} \cdot \frac{L_{v2}}{L_v}$$

Donde

P_i Carga puntual transmitida por la viga secundaria

W Carga Puntual

L_v Longitud de viga secundaria

L_{v2} Longitud de viga secundaria

Se considera las cargas puntuales de las vigas secundarias conectadas a la viga principal central que se predimensiona.

$$P_i = \frac{7.31 \text{ t}}{2} \cdot \left(1 + \frac{4.87 \text{ m}}{4.90 \text{ m}} \right) = 7.29 \text{ t}$$

Cálculo de Momento de empotramiento perfecto

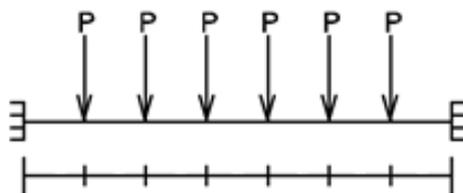


Figura 40. Solicitación de cargas
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

$$M_u = \frac{P_i \cdot L_t \cdot (n^2 - 1)}{12 \cdot n}$$

Donde

L_t Longitud de viga principal

n Número de vigas secundarias

$$M_u = \frac{7.29 \text{ t} \cdot 5.98 \text{ m} \cdot ((3 + 1)^2 - 1)}{12 \cdot (3 + 1)}$$

$$M_u = 13.61 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Verificación de la Resistencia a Flexión:

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \cdot 25.07 \text{ t} \cdot \text{m} = 22.56 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 13.61 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

Tabla 22. Verificación diseño a flexión viga principal

Viga trabe		
Lt	5,98	m
Num	3	u
L2	4,87	m
Pi	7,29	t
Tipo	EMP	
Mu	13,61	t-m
Mr	22,56	t-m
D/C	0,60	

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Diseño por capacidad

$$M_{pr} = 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v$$

Dónde

M_{pr} Sumatoria de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la columna

M_v Momento resultante de las combinaciones de factores de carga y resistencia, producto de la fuerza cortante situada en la articulación plástica

Z_x Módulo plástico de la viga

α_s Factor de ajuste de nivel de fuerza LRFD = 1

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Tabla 23. Factor de Fluencia Probable

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)
ASTM A36	1.3
ASTM A57 Gr. 50	1.1
ASTM A588 GR. 50	1.15

FUENTE: (NEC-SE-AC, 2015)

Momento Probable

$$M_{pr} = 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v$$

$$M_{pr} = 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot \left(n \cdot \frac{P_i}{2} \cdot h_v \right)$$

$$M_{pr} = 1.1 \cdot 1.3 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 990.80 \text{cm}^3 + 1 \cdot \left(3 \cdot \frac{7285,25 \text{ kg}}{2} \cdot 40 \text{cm} \right)$$

$$M_{pr} = 3584615.32 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 437115 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pr} = 40.21 \text{ t} \cdot \text{m}$$

4.5.2.4 Resistencia a corte del alma

Resistencia Nominal al Corte

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

Dónde

 A_w Área del alma, $d \cdot t_w$ (a) Para almas de elementos laminados en I con $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{t_w}}$

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \text{y} \quad C_{v1} = 1.0$$

Dónde

E Módulo de elasticidad del acero

h Distancia libre entre alas

 t_w espesor del alma

$$\frac{40 \text{ cm}}{0.8 \text{ cm}} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$50 < 64.54$$

Entonces se considera $C_{v1} = 1.0$

Resistencia Nominal a Corte

$$\begin{aligned}\phi_v V_n &= 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_{v1} \\ \phi_v V_n &= 0.6 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30.4 \text{cm}^2 \cdot 1 \\ \phi_v V_n &= 46147.2 \text{ kg} = 46.14 \text{ t}\end{aligned}$$

Resistencia última por cortante

Cortante por cargas gravitacionales

$$\begin{aligned}V_u &= n \cdot \frac{P_i}{2} \\ V_u &= 3 \cdot \frac{7,29 \text{ t}}{2} = 10,93 \text{ t}\end{aligned}$$

Cortante debido a momento probable

“Fuerza cortante producto del tipo de apoyo de la viga, ubicada en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia entre la articulación plástica y la cara de la columna” (NEC-SE-AC, 2015), se estima que este valor es aproximadamente una altura de viga h_v .

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_t - 2 \cdot h_v} \\ V_u &= \frac{2 \cdot 40.21 \text{ t} \cdot \text{m}}{5.98 \text{ m} - 2 \cdot 0.40 \text{ m}} = 15.53 \text{ t}\end{aligned}$$

Debido a que el tipo de conexión es un empotramiento perfecto, el cortante es igual a la suma del cortante por cargas gravitacionales y el cortante por momento probable:

$$V_u = 10.93 \text{ t} + 15.53 \text{ t} = 26.46 \text{ t}$$

Verificación de la Resistencia a corte del alma:

$$\begin{aligned}\phi_v \cdot V_n &= 1.00 \cdot 46.14 \text{ t} = 46.14 \text{ t} \\ V_u &= 26.46 \text{ t} \\ \phi_v \cdot V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Tabla 24. Verificación diseño por corte

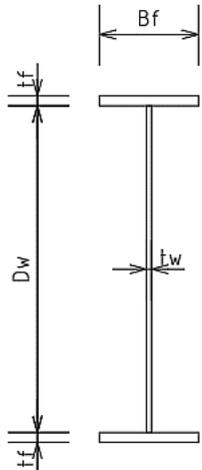
Diseño a corte		
Vu(g)	10,93	t
Vu(m)	15,53	t
Vu	26,46	t
h/tw	50	
Atiez	0	u
a	598	cm
kv	5,00	
Vn	46,14	t

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

En base al predimensionamiento realizado se obtuvieron las siguientes secciones:

Tabla 25. Secciones de Vigas Principales y secundarias

NOMENCLATURA DE VIGAS [mm]	
VIGAS PRINCIPALES	
	Dw.tw + Bf.tf
V003	200x4 + 100x6
V005	250x4 + 120x6
V008	250x4 + 100x6
VIGAS SECUNDARIAS	
V015	300x6 + 100x8
V019	300x6 + 120x8
V016	300x6 + 100x10
V020	300x6 + 120x10
V024	300x6 + 150x10
V027	400x8 + 180x10
V118	400x8 + 150x10
V19P	400x8 + 175x12



El diagrama muestra una viga I con las siguientes dimensiones: Dw es la altura total de la viga; tw es el espesor del alma; Bf es el ancho de la flange superior; y tf es el espesor de la flange superior. Las flanges inferior y superior están representadas por líneas horizontales.

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.5.3 LOSA

Para el diseño de este elemento estructural se consideró una placa colaborante sismorresistente, debido a los beneficios que presenta frente a otros sistemas, tales como: evita el uso de encofrado y alivianamientos, trabaja como refuerzo a momento positivo, reduce la mano de obra y es de rápida instalación.

Se presentan las características de la placa colaborante adoptada para el diseño del edificio, en base a las cargas de la Tabla 14., obteniendo como resultado una

placa con panel metálico de 0.76 mm de espesor, 55 mm de onda y una altura de hormigón sobre la cresta de 60 mm, considerando que la separación entre apoyos no debe ser mayor a 2.20 metros, recomendados por el fabricante. No obstante, la distancia entre vigas secundarias es de 1.50 metros, cumpliendo satisfactoriamente con esta condición.

Tabla 26. Propiedades de Placa Colaborante 55

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51

FUENTE: Catálogo de proveedores
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 27. Capacidad de Carga de Placa Colaborante 55

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA LOSA 55												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Losa Deck (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga Total sobreimpuesta (kg/m ²)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos							
			1 vano	2 o más vanos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
6	0.085	0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341

FUENTE: Catálogo de proveedores
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6 MODELO 1

Considerando que las columnas son los únicos elementos estructurales que se diferencian en cada modelo, en este apartado se presenta un ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de columnas rellenas de hormigón sometidos a las condiciones más críticas. Teniendo en cuenta normas internacionales como "Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16" y para el análisis sismorresistente se utilizó la norma "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16".

4.6.1 COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN

Al utilizar elementos compuestos rellenos de hormigón se debe considerar lo siguiente:

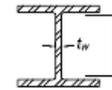
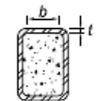
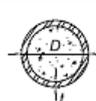
- El área de la sección transversal de acero estructural debe ser al menos el 1% de la sección total del elemento.
- La norma no requiere el uso obligatorio de refuerzo longitudinal mínimo, por lo que en este caso no se considerará.

- Los elementos compuestos rellenos de hormigón se clasifican para pandeo local acorde a la Tabla 28.

4.6.1.1 Limitaciones ancho - espesor de secciones de acero

Para secciones designadas como elementos compactos (Moderadamente dúctiles), la relación ancho - espesor no deben exceder el límite, λ_{md} , de la Tabla 28, y para secciones con elementos sísmicamente compactos (Altamente dúctiles), dicha relación supera el límite λ_{md} , pero no el límite λ_{hd} (ANSI/AISC 341, 2016).

Tabla 28. Clasificación elementos a compresión

TABLE D1.1 (continued) Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of built-up box sections used as EBF links	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Webs of H-Pile sections	not applicable	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Walls of round HSS	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}^{[c]}$	
Composite	Walls of rectangular filled composite members	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Walls of round filled composite members	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

FUENTE: (ANSI/AISC 341, 2016)

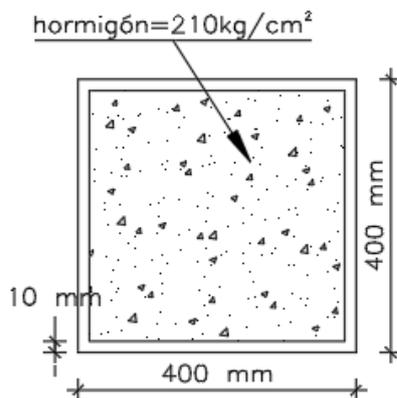


Figura 41. Sección Columna CFST-CR21
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

El AISC 360-16 en la sección B4.1b, plantea; “Para almas de secciones HSS rectangulares, cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor”:

Tabla 29. Clasificación Columna compuesta CR21

Datos de Columna			Límites ancho-espesor			Clasificación		
b	37,0	cm	Altura	33,65	λ_{hd}	Base	37,0	COMPACTA
h	37,0	cm	(h)	53,89	λ_{md}	b/e		
e	1,0	cm	Base	33,65	λ_{hd}	Altura	37,0	COMPACTA
K	1,00		(b)	53,89	λ_{md}	h/e		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Las columnas rellenas de hormigón se diseñan bajo los criterios mencionados a continuación:

4.6.1.2 Resistencia a la compresión

“La resistencia de diseño a la compresión $\phi_c P_n$ ($\phi_c = 0.75$) del material compuesto doblemente simétrico cargado axialmente, se determina para el estado límite de pandeo por flexión” (ANSI/AISC 360, 2016).

Para secciones compactas

$$P_n = F_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'_c \cdot \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Donde

C_2 0.85 para secciones rectangulares

A_{sr} Área de las varillas de refuerzo longitudinal

Resistencia a compresión

$$\phi_c \cdot P_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 156 \text{ cm}^2 + 0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (1444 \text{ cm}^2)$$

$$\phi_c \cdot P_n = 652434 \text{ kg} = 652.43 \text{ t}$$

Resistencia última a compresión

Tabla 30. Determinación de C_u y A_t

Datos arq		
L1	5.98	m
L2	5.90	m
L3	4.40	m
L4	4.90	m
Cm1	0.50	t/m ²
Cv1	0.24	t/m ²
Pisos	1	u
Cm2	0.45	t/m ²
Cv2	0.20	t/m ²
Pisos	3	u
Cm3	0.35	t/m ²
Cv3	0.20	t/m ²
Pisos	1	u
He	3.15	m

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Las columnas se diseñan a partir de la combinación de cargas mayoradas de acuerdo con el método LRFD, además, se considera un factor por las sollicitaciones sísmicas que pueden presentarse debido a la ubicación de la estructura.

$$P_u = \frac{A_t \cdot C_u}{0.85}$$

Donde

A_t Área tributaria

C_u Carga última método LRFD

$$P_u = \frac{27.62 \text{ m}^2 \cdot 4.30 \text{ t/m}^2}{0.85}$$

$$P_u = 139.86 \text{ t}$$

Verificación de la Resistencia a Compresión:

$$\phi_c \cdot P_n = 0.75 \cdot 652.43 \text{ t} = 489.31 \text{ t}$$

$$P_u = 139.86 \text{ t}$$

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

Tabla 31. Verificación de Resistencia a Compresión

Calculos		
A_t	27.62	m ²
C_u	4.30	t/m ²
P_u	139.86	t
P_r	489.31	t
D/C	0.29	

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.2 CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

El diseño por capacidad tiene como objetivo “conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo; evitando el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia, garantizando que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido (vigas débiles - columnas fuertes)” (Burgos & Piqué del Pozo, 2005).

La siguiente relación se debe satisfacer en las conexiones de viga a columna, para garantizar la formación de rótulas plásticas en las vigas:

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

Dónde

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

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_y \cdot \left(F_y - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right)$$

A_g Área gruesa

P_r Resistencia a carga axial requerida de una columna

Z_y Módulo plástico de la columna

Cálculo de Momento Plástico de la columna

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_i}{A_g} \right) + Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_{i-1}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 2282 \text{ cm}^3 \cdot \left(4182 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{139860 \text{ kg}}{156 \text{ cm}^2} \right) + 2282 \text{ cm}^3 \cdot \left(4182 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{111888 \text{ kg}}{156 \text{ cm}^2} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 15404026.62 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sum M_{pc}^* = 154.05 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

Método de diseño por factores de carga y resistencia:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v)$$

Dónde

R_y Factor de esfuerzo de Fluencia Probable

Z_x Módulo plástico de la viga

Cálculo de Momentos Plásticos vigas principales

Viga V19P

$$M_{pr} = 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v$$

$$M_{pr} = 1.1 \cdot 1.3 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1097.55 \text{cm}^3 + 1 \cdot 3 \cdot \frac{6945,30 \text{ kg}}{2} \cdot 40 \text{cm}$$

$$M_{pr} = 3970826.145 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 416718 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pr} = 43.87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Viga V027

$$M_{pr} = 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + \alpha_s \cdot M_v$$

$$M_{pr} = 1.1 \cdot 1.3 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 990.80 \text{cm}^3 + 1 \cdot 3 \cdot \frac{6853.79 \text{ kg}}{2} \cdot 40 \text{cm}$$

$$M_{pr} = 3584615.32 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 411227.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pr} = 39.96 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Verificación conexión columna fuerte – viga débil

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

$$\frac{154.05 \text{ t} \cdot \text{m}}{83.83 \text{ t} \cdot \text{m}} = 1.84 > 1.0$$

Tabla 32. Verificación conexión columna fuerte - viga débil

CF - VD		
Mpr1	43.87	t-m
Mpr2	39.96	t-m
ΣM_{col}	154.05	1.84
ΣM_{vig}	83.83	
OK		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

En base al predimensionamiento realizado se obtuvieron las siguientes secciones, se debe tomar en cuenta que el cálculo de este elemento estructural permite la reducción de espesor en los niveles superiores.

Tabla 33. Secciones de columnas rellenas de hormigón

NOMENCLATURA DE COLUMNAS [mm]			
N+3.15, N+6.30			
ID	Base b	Altura h	espesor e
CR13	300	400	8
CR21	400	400	10
CR38	350	450	10
CR03	200	200	6
N+9.45, N+12.60, N+15.75, N+18.25			
CR13	300	400	8
CR21x8	400	400	8
CR38x8	350	450	8
C03	200	200	6
N+20.45			
C03	200	200	6

hormigón=210kg/cm²

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.3 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para este procedimiento se utilizará un programa computacional basado en el método de elementos finitos, que permite dibujar cada elemento, asignar propiedades estructurales e ingresar solicitaciones de carga. También permite el análisis sísmico por medio de un análisis estático y dinámico lineal, obteniendo resultados en menor tiempo.

Se presentan las vistas de la edificación creada a través del programa computacional:

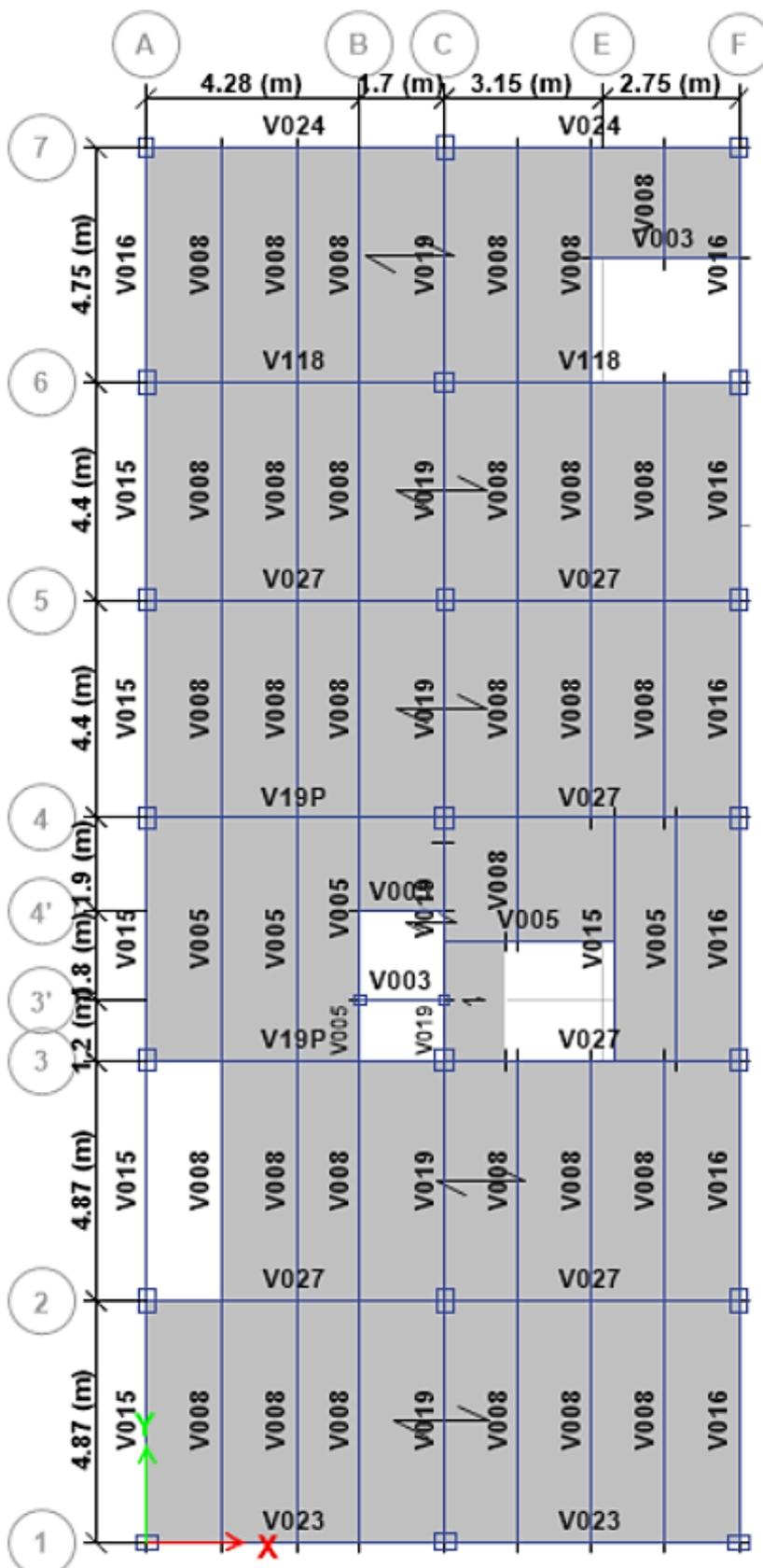


Figura 42. Vista en Planta Nivel+12.60

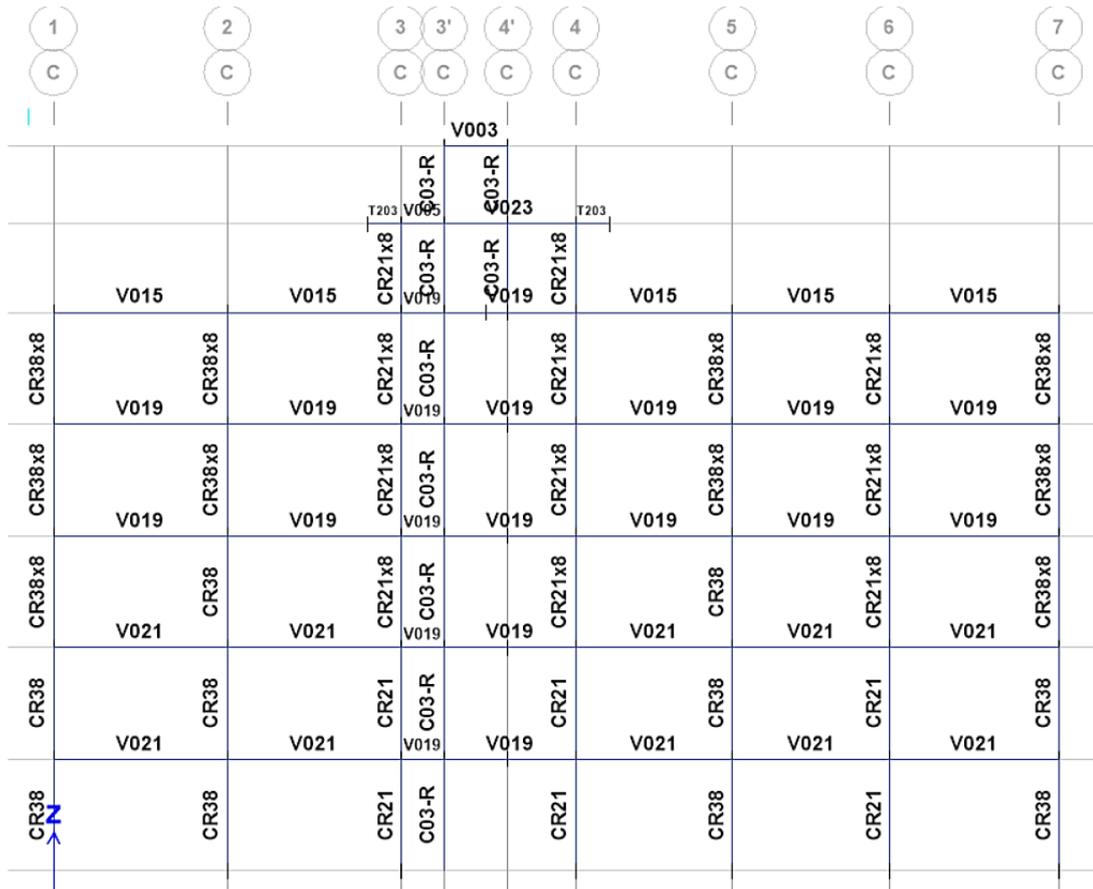


Figura 43. Vista longitudinal en elevación Eje C

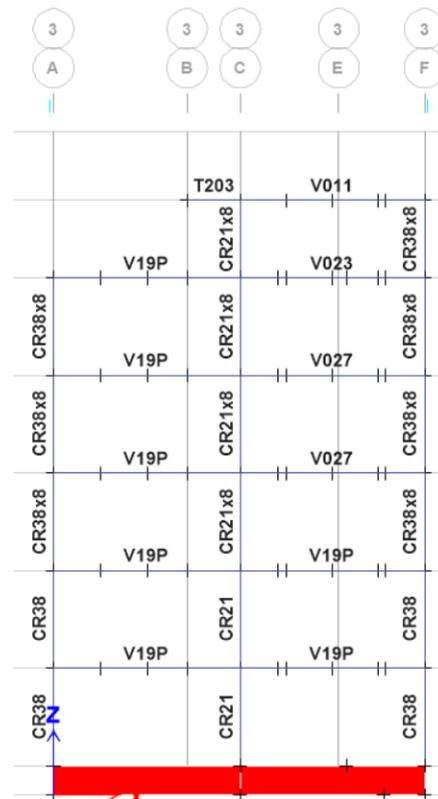


Figura 44. Vista longitudinal en elevación Eje 3

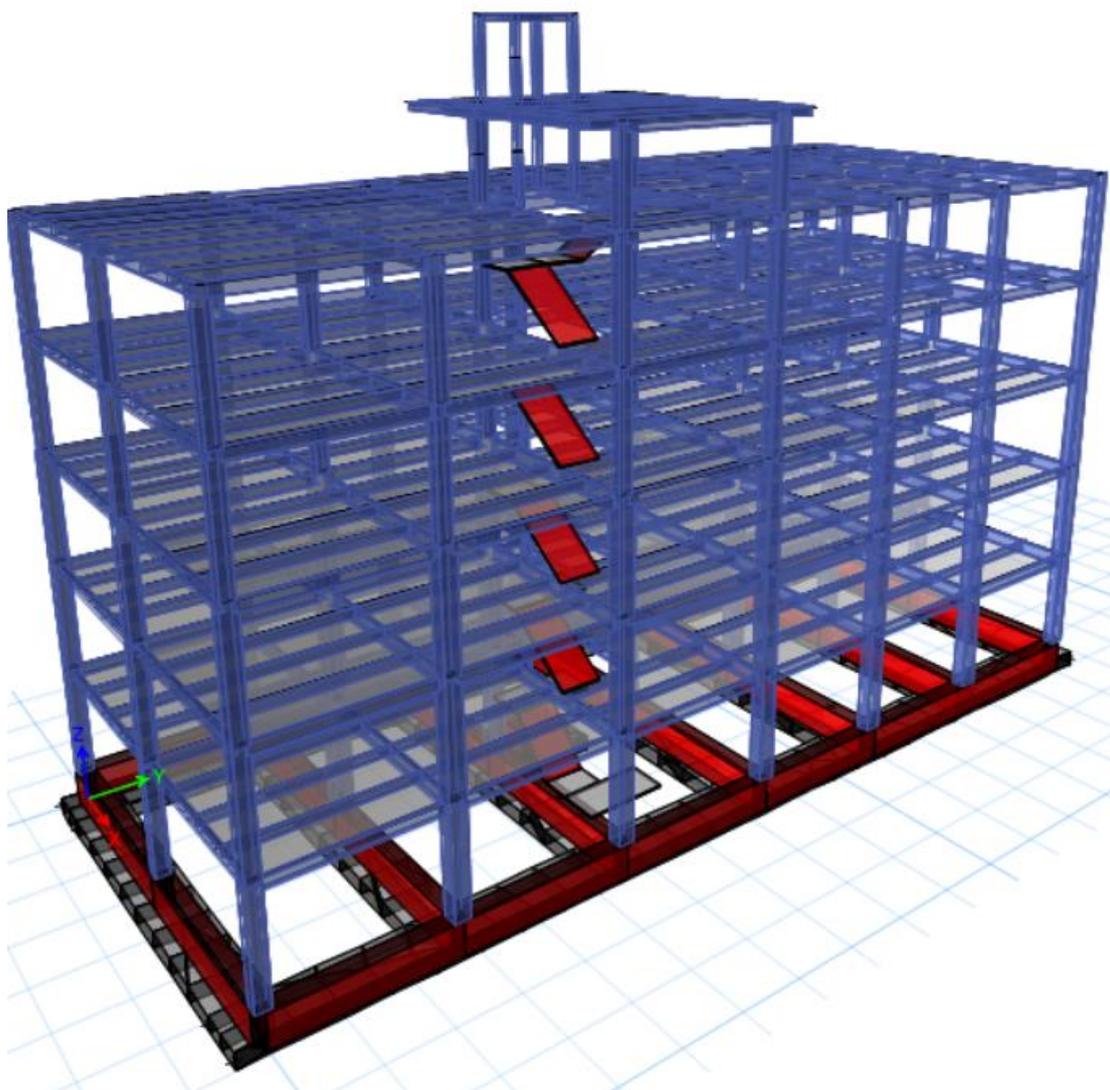


Figura 45. Vista Tridimensional Edificio con columnas CFST

4.6.3.1 Conexión Tipo RBS (Reduced Beam Section)

Para asegurar la formación de nudos plásticos en las vigas se utilizan secciones de patín reducido, es decir que “el patín se corta con un radio de dimensiones controladas, para reducir la capacidad de resistir flexión en una zona determinada de la viga” (NEC-SE-AC, 2015). Este tipo de conexión es aplicada solo a las vigas principales que pertenecen al sistema aporticado resistente a momento.

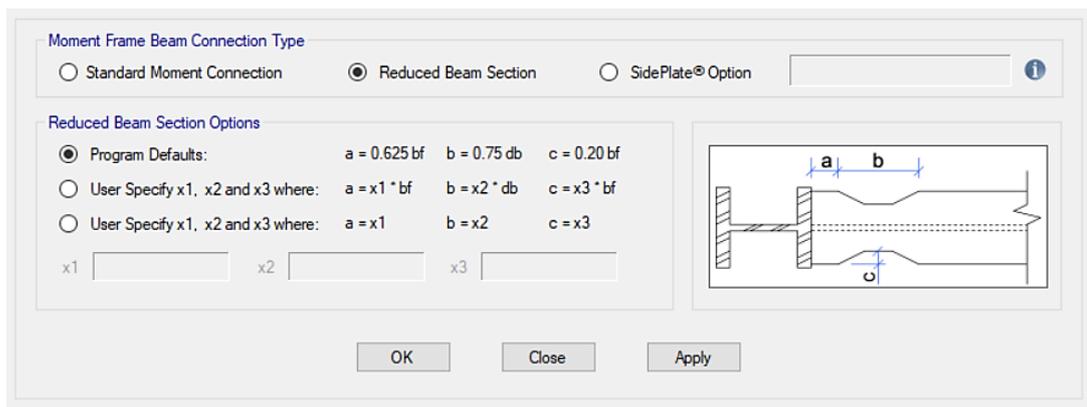


Figura 46. Selección de tipo de conexión RBS

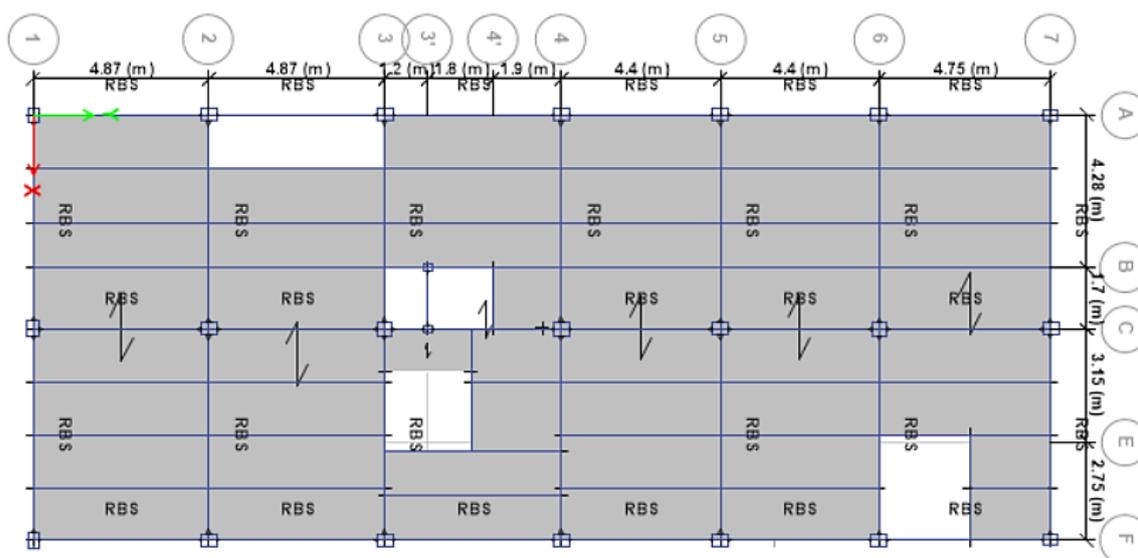


Figura 47. Asignación de tipo de conexión en vigas principales

4.6.4 IRREGULARIDADES EN PLANTA

4.6.4.1 Irregularidad torsional

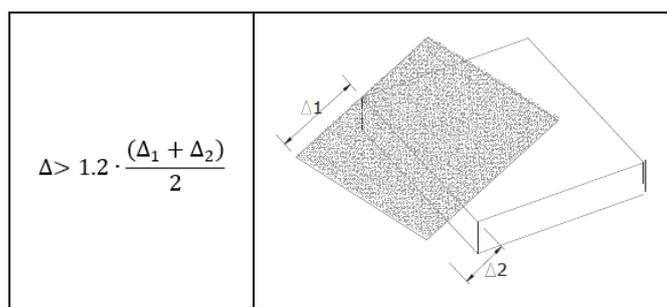


Figura 48. Irregularidad Torsional
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

La irregularidad torsional se presenta cuando “la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo torsión accidental y medida perpendicular a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 34. Verificación para Sismo Dinámico en Dirección X

Story	Altura m	Output Case	$\Delta 1$		$\Delta 2$		Δ			$1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$\Delta > 1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
			Ux (m)	Deriva	Ux (m)	Deriva	Diaph	Ux (m)	Deriva		
Terraza	3.15	Desplaza XD	0.2185	0.0109	0.18339	0.0094	D5	0.0258	-0.0025	0.0122	NO HAY
Cuarto Piso	3.15	Desplaza XD	0.1840	0.0142	0.15383	0.0121	D4	0.0338	-0.0020	0.0158	NO HAY
Tercer Piso	3.15	Desplaza XD	0.1392	0.0173	0.11562	0.0143	D3	0.0401	0.0001	0.0189	NO HAY
Segundo Piso	3.15	Desplaza XD	0.0848	0.0171	0.07068	0.0139	D2	0.0398	0.0051	0.0186	NO HAY
Primer Piso	3.15	Desplaza XD	0.0311	0.0099	0.0268	0.0085	D1	0.0237	0.0075	0.0110	NO HAY

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 35. Verificación para Sismo Estático en Dirección X

Story	Altura m	Output Case	$\Delta 1$		$\Delta 2$		Δ			$1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$\Delta > 1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
			Ux (m)	Deriva	Ux (m)	Deriva	Diaph	Ux (m)	Deriva		
Terraza	3.15	Desplaza XE	0.1821	0.0094	0.24875	0.0131	D5	0.0355	-0.0030	0.0135	NO HAY
Cuarto Piso	3.15	Desplaza XE	0.1524	0.0119	0.20742	0.0169	D4	0.0451	-0.0026	0.0173	NO HAY
Tercer Piso	3.15	Desplaza XE	0.1148	0.0143	0.15429	0.0194	D3	0.0533	0.0006	0.0203	NO HAY
Segundo Piso	3.15	Desplaza XE	0.0697	0.0141	0.09307	0.0185	D2	0.0514	0.0067	0.0195	NO HAY
Primer Piso	3.15	Desplaza XE	0.0254	0.0081	0.03486	0.0111	D1	0.0302	0.0096	0.0115	NO HAY

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 36. Verificación para Sismo Dinámico en Dirección Y

Story	Altura m	Output Case	$\Delta 1$		$\Delta 2$		Δ			$1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$\Delta > 1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
			Uy (m)	Deriva	Uy (m)	Deriva	Diaph	Uy (m)	Deriva		
Terraza	3.15	Desplaza YD	0.2288	0.0123	0.2335	0.0124	D5	0.0376	-0.0036	0.0148	NO HAY
Cuarto Piso	3.15	Desplaza YD	0.1902	0.0160	0.1944	0.0162	D4	0.0490	-0.0022	0.0193	NO HAY
Tercer Piso	3.15	Desplaza YD	0.1399	0.0182	0.1433	0.0186	D3	0.0561	0.0012	0.0221	NO HAY
Segundo Piso	3.15	Desplaza YD	0.0825	0.0170	0.0846	0.0174	D2	0.0523	0.0076	0.0206	NO HAY
Primer Piso	3.15	Desplaza YD	0.0291	0.0092	0.0299	0.0095	D1	0.0285	0.0090	0.0112	NO HAY

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 37. Verificación para Sismo Estático en Dirección Y

Story	Altura m	Output Case	$\Delta 1$		$\Delta 2$		Δ			$1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$\Delta > 1.2 \cdot \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
			Uy (m)	Deriva	Uy (m)	Deriva	Diaph	Uy (m)	Deriva		
Terraza	3.15	Desplaza YE	0.2294	0.0126	0.24757	0.0135	D5	0.0411	-0.0038	0.0156	NO HAY
Cuarto Piso	3.15	Desplaza YE	0.1898	0.0163	0.20514	0.0175	D4	0.0531	-0.0022	0.0203	NO HAY
Tercer Piso	3.15	Desplaza YE	0.1385	0.0183	0.15	0.0192	D3	0.0600	0.0016	0.0225	NO HAY
Segundo Piso	3.15	Desplaza YE	0.0808	0.0167	0.08959	0.0187	D2	0.0549	0.0081	0.0213	NO HAY
Primer Piso	3.15	Desplaza YE	0.0282	0.0090	0.03066	0.0097	D1	0.0295	0.0093	0.0112	NO HAY

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.4.2 Retrocesos excesivos en las esquinas

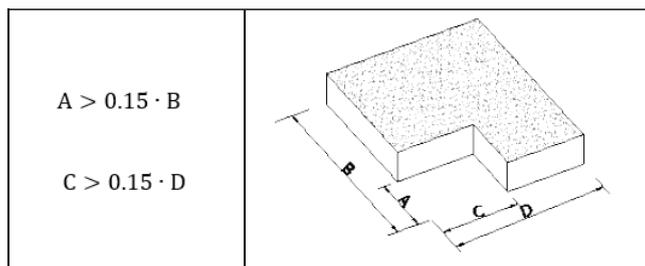


Figura 49. Retrocesos excesivos en las esquinas
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

“La estructura se considera irregular al presentar entrantes excesivos, en ambos lados en sus esquinas con dimensiones mayores al 15% de las dimensiones de la estructura en el sentido del entrante” (NEC-SE-DS, 2015).

Esta verificación no se realizó debido a que el edificio no presenta este tipo de irregularidad en planta.

4.6.4.3 Discontinuidad en el sistema de piso

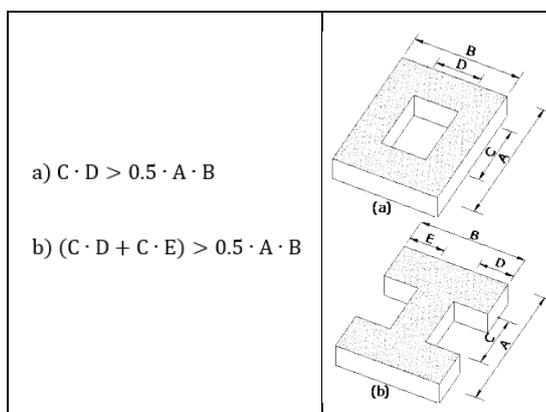


Figura 50. Discontinuidad en el sistema de piso
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

Una edificación es considerada irregular cuando “el sistema de piso tiene variaciones significativas en su rigidez, causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez de piso de más del 50% entre niveles consecutivos” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 38. Control de discontinuidad en planta

CONTROL DISCONTINUIDADES EN EL SISTEMA DE PISO			
a)	$C \cdot D > 0.5 \cdot A \cdot B$		
	A =	28.19	m
	B =	11.88	m
	C =	2.40	m
	D =	3.40	m
NO HAY			
b)	$(C \cdot D + C \cdot E) > 0.5 \cdot A \cdot B$		
	A =	28.19	m
	B =	11.88	m
	C =	4.87	m
	D =	1.51	m
	E =	2.50	m
NO HAY			

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.4.4 Ejes estructurales no paralelos

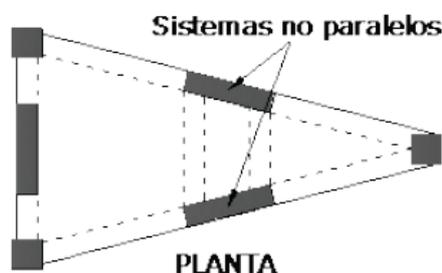


Figura 51. Sistema con ejes no paralelos
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

“La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura” (NEC-SE-DS, 2015). Esta verificación no aplica para la estructura analizada, debido a su simetría, como se puede observar en la Figura 34.

4.6.5 IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

4.6.5.1 Piso flexible

$K_c < 0.70K_D$ $K_c < 0.80 \cdot \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right)$	
---	--

Figura 52. Piso flexible
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

“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” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 39. Control de piso flexible dirección X

Story	Output Case	Shear X tonf	Drift X m	Stiff X tonf/m	Shear Y tonf	Drift Y m	Stiff Y tonf/m	CONTROL PISO FLEXIBLE	
Cubierta ascensor	SxE	0.3504	0.00263	133.42	0	0.000124	0	$K_c < 0.70K_D$	$K_c < 0.80 \cdot \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right)$
Tapagrada	SxE	4.644	0.00401	1156.95	0	0.000149	0	NO HAY	
Terraza	SxE	35.8743	0.00623	5757.92	0	0.000243	0	NO HAY	
Cuarto Piso	SxE	66.1032	0.00824	8023.87	0	0.000362	0	NO HAY	NO HAY
Tercer Piso	SxE	88.0425	0.00855	10297.95	0	0.000329	0	NO HAY	NO HAY
Segundo Piso	SxE	103.006	0.00749	13754.25	0	0.00028	0	NO HAY	NO HAY
Primer Piso	SxE	109.201	0.00464	23562.50	0	0.000167	0	NO HAY	NO HAY
Cimentación	SxE	1196.95	0	0.00	3.77	0	0		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 40. Control de piso flexible dirección Y

Story	Output Case	Shear X tonf	Drift X m	Stiff X tonf/m	Shear Y tonf	Drift Y m	Stiff Y tonf/m	CONTROL PISO FLEXIBLE	
Cubierta ascensor	SyE	0	0.00047	0	0.345	0.00069	500.23	$K_c < 0.70K_D$	$K_c < 0.80 \cdot \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right)$
Tapagrada	SyE	0	0.00029	0	4.7132	0.00359	1311.24	NO HAY	
Terraza	SyE	0	0.00031	0	36.2039	0.00730	4957.53	NO HAY	
Cuarto Piso	SyE	0	0.00039	0	66.9295	0.00912	7339.83	NO HAY	NO HAY
Tercer Piso	SyE	0	0.00051	0	88.6346	0.00999	8868.61	NO HAY	NO HAY
Segundo Piso	SyE	0	0.00051	0	101.632	0.00870	11687.99	NO HAY	NO HAY
Primer Piso	SyE	0	0.00028	0	107.638	0.00491	21943.68	NO HAY	NO HAY
Cimentación	SyE	27.57	0	0	762.597	0	0		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.5.2 Distribución de masa

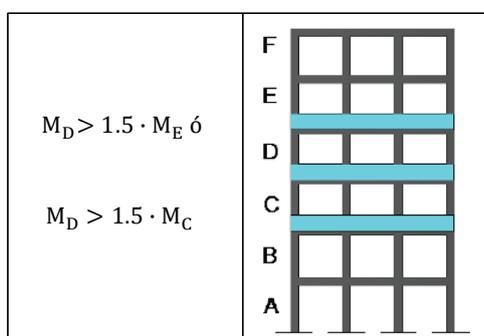


Figura 53. Distribución de masa
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

“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 se a más liviano que el piso inferior” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 41. Control distribución de masa

Tabla: Mass summary by Story (peso por piso)				CONTROL DISTRIBUCIÓN DE MASA		
Story	UX	UY	UZ	1.5 · Masa N_{i+1}	1.5 · Masa N_{i-1}	$M_i > 1.5 \cdot M_{i+1}$ ó $M_i > 1.5 \cdot M_{i-1}$
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m			
Cubierta	0.133	0.133	0			
Tapagrada	1.944	1.944	0			
Terraza	16.906	16.906	0			
Cuarto Piso	21.914	21.914	0	25.36	33.49	NO HAY
Tercer Piso	22.328	22.328	0	32.87	33.60	NO HAY
Segundo Piso	22.403	22.403	0	33.49	37.53	NO HAY
Primer Piso	25.018	25.018	0	33.60	14.72	NO HAY
Cimentación	9.815	9.815	0			
Nivel 0.00	27.766	27.766	0			

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.5.3 Irregularidad geométrica

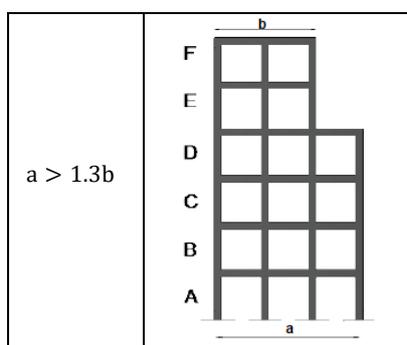


Figura 54. Irregularidad geométrica
FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

“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” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 42. Control irregularidad geométrica

	CONTROL IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA			
	Largo (m)	a > 1.3b	Ancho (m)	a > 1.3b
Cubierta ascensor	1.80	NO APLICA	1.70	NO APLICA
Tapagrada	6.80	NO APLICA	7.60	NO APLICA
Terraza	28.19	NO APLICA	11.88	NO APLICA
Cuarto Piso	28.19	NO HAY	11.88	NO HAY
Tercer Piso	28.19	NO HAY	11.88	NO HAY
Segundo Piso	28.19	NO HAY	11.88	NO HAY
Primer Piso	28.19	NO HAY	11.88	NO HAY
Cimentación	0.00	NO HAY	0.00	NO HAY
Nivel 0.00	0.00	NO HAY	0.00	NO HAY

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.6 ANÁLISIS SÍSMICO

4.6.6.1 Sismo Estático

Para la determinación del sismo estático en las direcciones X e Y, se ingresan los factores y coeficientes obtenidos para la edificación a partir de las propiedades del suelo donde está ubicada y del tipo de sistema sismorresistente utilizado. Debido, a que el edificio se ubica sobre un perfil de suelo tipo D, el factor de zona es igual a 0.4 con peligro sísmico alto. Los coeficientes de amplificación de suelo se determinan a través de las tablas presentadas en el Capítulo 3.

Tabla 43. Características Perfil de Suelo

Perfil de suelo	D
Zona	V
Peligro Sísmico	Alto

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Al ser un sistema conformado por pórticos resistentes a momento, se define un factor de reducción de resistencia sísmica R igual a 8, también, debido a su uso de tipo comercial y residencial se asigna un factor de importancia I igual a 1. Se puede observar también que de acuerdo con el numeral 4.6.4 y 4.6.5 no presenta ningún tipo de irregularidad por lo que se adopta el valor de 1 para los factores de configuración estructural ϕ_E y ϕ_P .

Tabla 44. Coeficientes para Análisis Sísmico

η	2,48	r	1
Z	0,4	T_0 (seg)	0,127
F_a	1,2	T_C (seg)	0,698
F_d	1,19	T_L (seg)	2,856
F_s	1,28	I	1
I	1	ϕ_{Pi}	1
R	8	ϕ_{Ei}	1

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Se establece un coeficiente C_t igual a 0.072 y un α igual a 0.8, ya que la estructura está construida de acero estructural en su totalidad y no cuenta con la presencia de muros estructurales o arriostramientos de ningún tipo. Mediante el método 2 de cálculo para el período de vibración de la estructura mencionado en el apartado

3.4, se obtiene un T igual a 0.805, con el cuál se determina un coeficiente K relacionado con el período de vibración igual a 1.273.

Tabla 45. Cortante Basal y Coeficiente K

Cálculo de V: Corte Basal Estático NEC-15	
$C_t =$	0.072
$h_n =$	20.45
$\alpha =$	0.80
$T1(\text{seg}) =$	0.805
$T2(\text{seg}) =$	1.047 30% más de T1
$S_a =$	0.794
$V/W =$	0.0992

T (s)	K
$T < 0.5$	1
$0.5 < T < 2.5$	1.273
$T > 2.5$	2

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Ingreso de datos en el Software:

Figura 55. Ingreso de coeficientes sísmicos - dirección X

Figura 56. Ingreso de coeficientes sísmicos - dirección Y

Con la finalidad de conocer si es necesaria una redistribución de las fuerzas sísmicas aplicadas en el centro de masa de cada nivel, arrojadas por el programa, se obtiene el peso sísmico de cada nivel de la estructura a través de la siguiente tabla:

Tabla 46. Masas por piso

Story	UX	UY	UZ
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Cubierta ascensor	0.1329	0.1329	0
Tapagrada	1.9441	1.9441	0
Terraza	16.9062	16.9062	0
Cuarto Piso	21.9144	21.9144	0
Tercer Piso	22.3276	22.3276	0
Segundo Piso	22.4028	22.4028	0
Primer Piso	25.0178	25.0178	0
Cimentación	9.8145	9.8145	0
Nivel 0.00	27.7658	27.7658	0

Elaborado: Byron Chango y Karla Ruiz

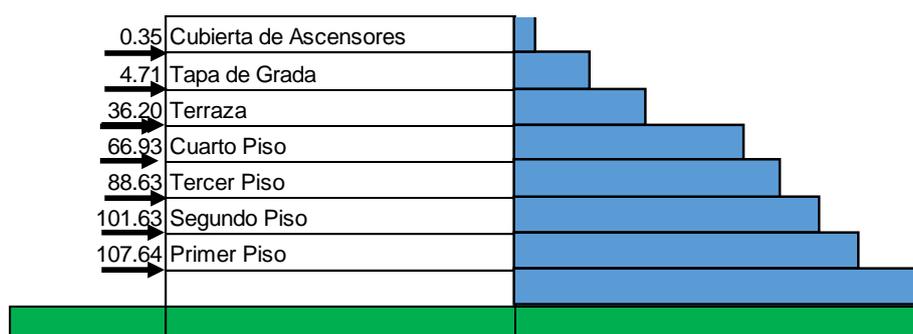
Una vez conocido el peso sísmico en cada nivel se procede a determinar las fuerzas laterales sísmicas de forma manual de conformidad con las ecuaciones convenidas en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”, mostradas en el apartado 3.6.2 de este documento.

Tabla 47. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual

FUERZAS SEGÚN SX					MANUAL	PROGRAMA
PISO	Peso	h _i	$W \cdot h_i^k$	F _i	F _x	F _x
Cubierta Ascensores	1.30	20.45	60.80	0.35	0.35	-0.35
Tapa de Grada	19.07	18.25	769.63	4.37	4.72	-4.71
Terraza	165.79	15.75	5548.02	31.51	36.23	-36.20
Cuarto Piso	214.91	12.6	5412.79	30.74	66.97	-66.93
Tercer Piso	218.96	9.45	3823.31	21.71	88.68	-88.63
Segundo Piso	219.70	6.3	2289.14	13.00	101.68	-101.63
Primer Piso	245.34	3.15	1057.55	6.01	107.69	-107.64
W _{total}	1085.07	-	18961.24	107.69		
V	107.69					

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Las fuerzas obtenidas de forma manual y por el programa, no demuestran una variación significativa, dando un error relativo de 0,05%, por lo que no surge la necesidad de realizar una redistribución de estas. A continuación, se representa de forma gráfica la distribución de fuerzas sísmicas obtenida para el edificio:

**Figura 57. Representación gráfica de fuerzas sísmicas**

4.6.6.2 Sismo Dinámico

Espectro sísmico de respuesta elástica en aceleraciones $S_a(T)$, obtenido acorde con las propiedades geotécnicas del lugar de emplazamiento del edificio. En la Figura 58. en el espectro de diseño se introduce el factor R igual a 8, obteniendo el espectro sísmico inelástico.

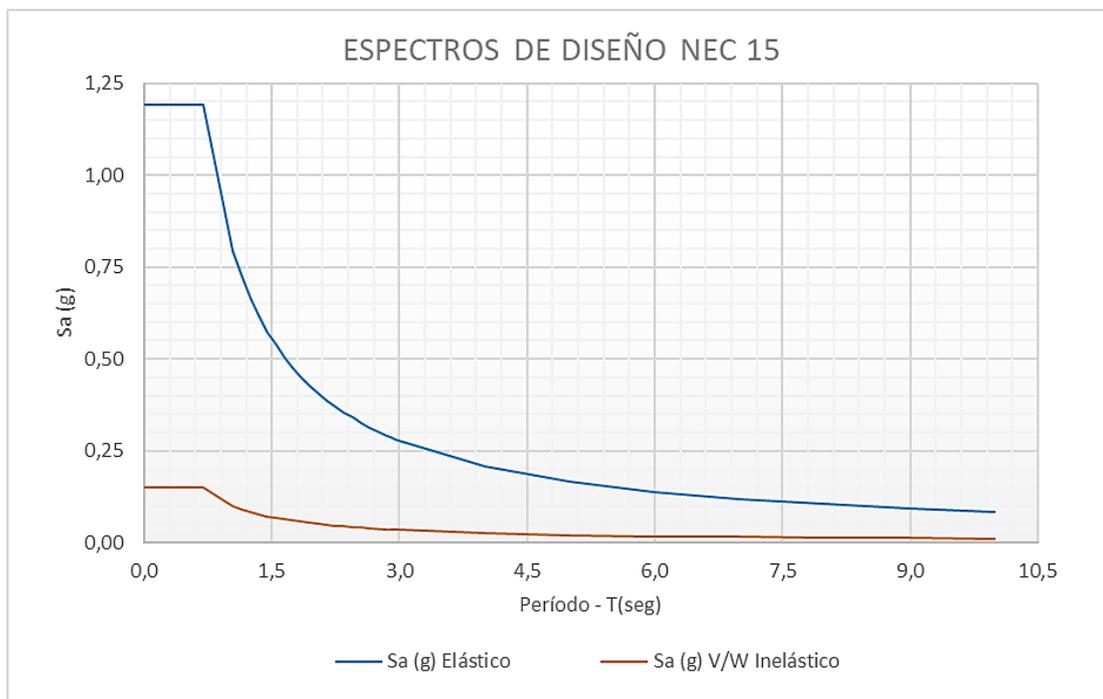


Figura 58. Espectro sísmico de respuesta elástico e inelástico $S_a(T)$
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:

η Coefficient:

Site Factor, F_a :

Site Factor, F_d :

Soil Type:

Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, F_s :

Importance Factor, I:

Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0,1488
0,1	0,1488
0,2	0,1488
0,3	0,1488
0,4	0,1488
0,5	0,1488

Plot Options

Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

Figura 59. Ingreso de coeficientes y factores para el análisis dinámico

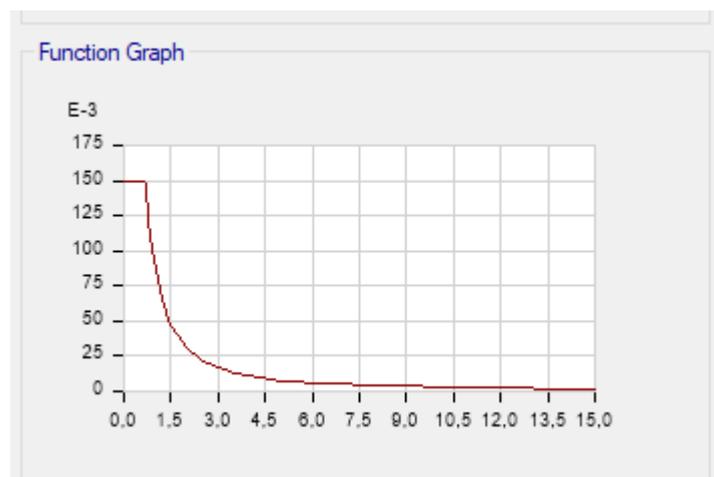


Figura 60. Espectro de respuesta inelástico obtenido por el programa computacional

Ajuste del Cortante Basal obtenido por el Análisis Dinámico

Considerando lo estipulado por la NEC15, “el valor del corte dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico no debe ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 48. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección X

SENTIDO X-X								
Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SxE	Bottom	0	-107.6383	0	1661.7509	0	-1275.232
Primer Piso	SxD	Bottom	0	86.5699	2.9832	1319.2693	33.1756	964.3796

80.43% NO NECESITA ESCALAR CORTANTE DINAMICO

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 49. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección Y

SENTIDO Y-Y								
Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SyE	Bottom	0	0	-107.6383	-716.7286	1275.232	0
Primer Piso	SyD	Bottom	0	2.9832	82.0369	556.6723	912.8371	32.9491

76.22% ESCALAR CORTANTE DINAMICO
1.31207 Factor de escalamiento

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Como se visualiza en la Tabla 49. la relación entre el cortante basal dinámico y el estático en la dirección Y es menor al 80%, por lo que se debe realizar el ajuste a través de un factor de escalamiento igual a 1.31207, con el fin de establecer la demanda sísmica ejercida sobre la estructura.

Tabla 50. Ajuste Cortante Basal - Dirección Y

SENTIDO Y-Y ESCALADO								
Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SyE	Bottom	0	0	-107.6383	-716.7286	1275.232	0
Primer Piso	SyD	Bottom	0	3.9142	107.6383	730.3944	1197.7083	43.2316
					100.00%			

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Participación Modal

De acuerdo con la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15, se deben considerar el número de modos de vibración necesarios que impliquen la participación modal de al menos el 90% de la masa total” (NEC-SE-DS, 2015). Basados en la experiencia de profesionales, una estimación adecuada es asumir tres modos de vibración por piso, como una manera de garantizar que un mayor porcentaje de masa se concentre en los primeros modos de vibración de la estructura.

Tabla 51. Porcentaje de participación modal

Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	92.44
Modal	Acceleration	UY	100	92.42
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Como se observa en la Tabla 52., el periodo fundamental del edificio obtenido mediante el programa computacional es igual a 0.945(s) siendo semejante al obtenido a través del Método 2 igual a 1.047(s) descrito en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15” y en el “Capítulo 3” de este documento. Asimismo, los dos primeros modos de vibración a) y b) presentan un comportamiento traslacional mientras que el tercer modo c) es rotacional como se muestran en la Figura 61.

Tabla 52. Participación Modal

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	2	0.909	0.683	0.004	0.687	0.700	0.029	0.031
Modal	3	0.84	0.030	0.001	0.717	0.701	0.672	0.703
Modal	4	0.286	0.116	0.000	0.833	0.701	0.000	0.703
Modal	5	0.273	0.000	0.125	0.833	0.826	0.003	0.706
Modal	6	0.256	0.000	0.004	0.833	0.829	0.120	0.826
Modal	7	0.151	0.047	0.000	0.880	0.829	0.000	0.826
Modal	8	0.133	0.000	0.048	0.880	0.878	0.005	0.831
Modal	9	0.125	0.001	0.005	0.881	0.882	0.047	0.878
Modal	10	0.106	0.018	0.000	0.899	0.883	0.002	0.880
Modal	11	0.094	0.000	0.006	0.899	0.889	0.001	0.880
Modal	12	0.085	0.000	0.010	0.899	0.899	0.005	0.885
Modal	13	0.078	0.017	0.000	0.916	0.899	0.002	0.887
Modal	14	0.07	0.001	0.005	0.918	0.904	0.016	0.903

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

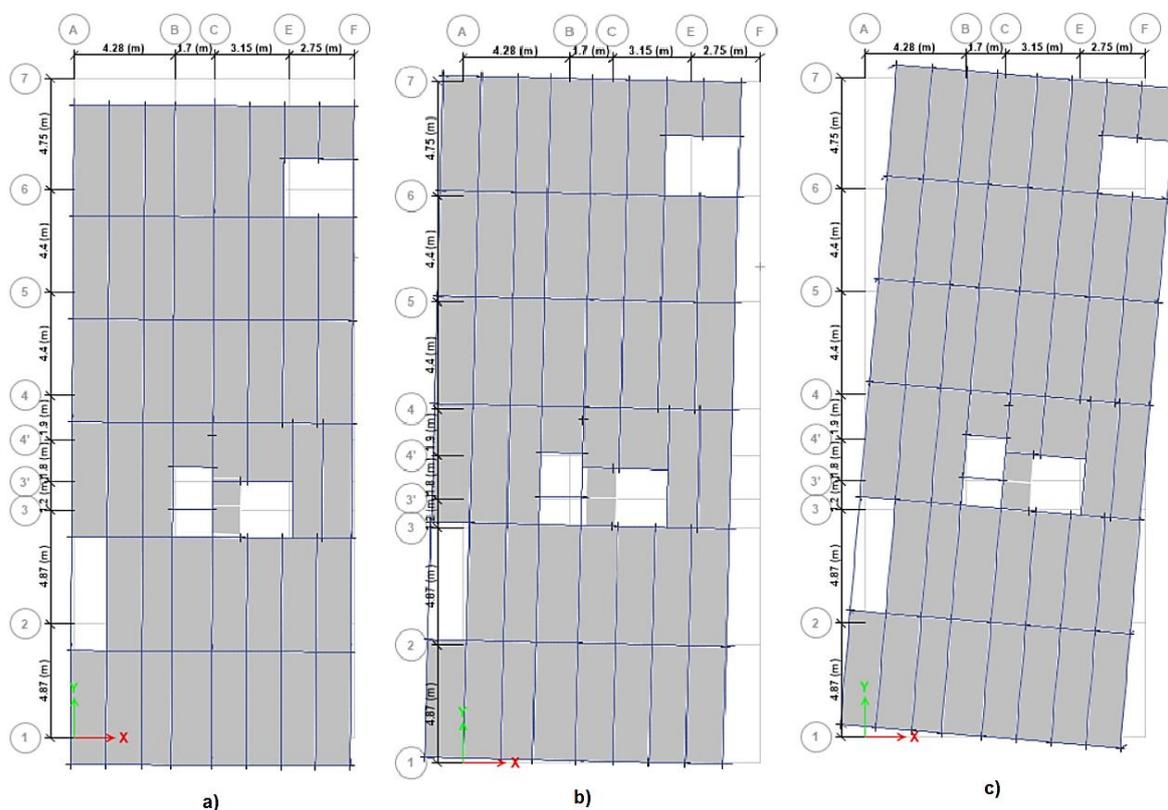


Figura 61. Modos de vibración

4.6.6.3 Control de Derivas

Se realiza el control de derivas de acuerdo con la NEC15 que dispone, “en estructuras metálicas la deriva inelástica máxima para cualquier piso no excederá el 2% con relación a la altura de entrepiso” (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 53. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XD	0.2065	0.0069	0.0009	2.2	0.17%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XD	0.2027	0.0066	0.0005	2.5	-0.63%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XD	0.2185	0.0339	0.0013	3.15	1.09%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XD	0.1840	0.0284	0.0012	3.15	1.42%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XD	0.1392	0.0212	0.0012	3.15	1.73%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XD	0.0848	0.0128	0.0010	3.15	1.71%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XD	0.0311	0.0046	0.0008	3.15	0.99%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 54. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XE	0.2527	0.0003	-0.0011	2.2	0.39%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XE	0.2442	0.0012	-0.0003	2.5	-0.18%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XE	0.2487	0.0152	0.0018	3.15	1.31%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XE	0.2074	0.0126	0.0017	3.15	1.69%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XE	0.1543	0.0090	0.0017	3.15	1.94%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XE	0.0931	0.0052	0.0015	3.15	1.85%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XE	0.0349	0.0020	0.0012	3.15	1.11%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 55. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YD	0.0160	0.2466	0.0088	2.2	-0.46%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YD	0.0090	0.2567	0.0003	2.5	0.93%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YD	0.0121	0.2335	0.0003	3.15	1.24%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YD	0.0100	0.1944	0.0003	3.15	1.62%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YD	0.0074	0.1433	0.0003	3.15	1.86%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YD	0.0045	0.0846	0.0003	3.15	1.74%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YD	0.0017	0.0299	0.0003	3.15	0.95%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 56. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YE	0.0024	0.2618	-0.0071	2.2	-0.49%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YE	-0.0033	0.2726	-0.0003	2.5	1.00%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YE	-0.0066	0.2476	-0.0002	3.15	1.35%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YE	-0.0051	0.2051	-0.0002	3.15	1.75%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YE	-0.0036	0.1500	-0.0002	3.15	1.98%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YE	-0.0021	0.0877	-0.0002	3.15	1.81%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YE	-0.0008	0.0307	-0.0002	3.15	0.97%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.6.6.4 Relación Demanda – Capacidad

Se presenta la relación Demanda – Capacidad de los elementos como vigas principales, vigas secundarias y columnas, que conforman el sistema estructural obtenidos a través del programa computacional.

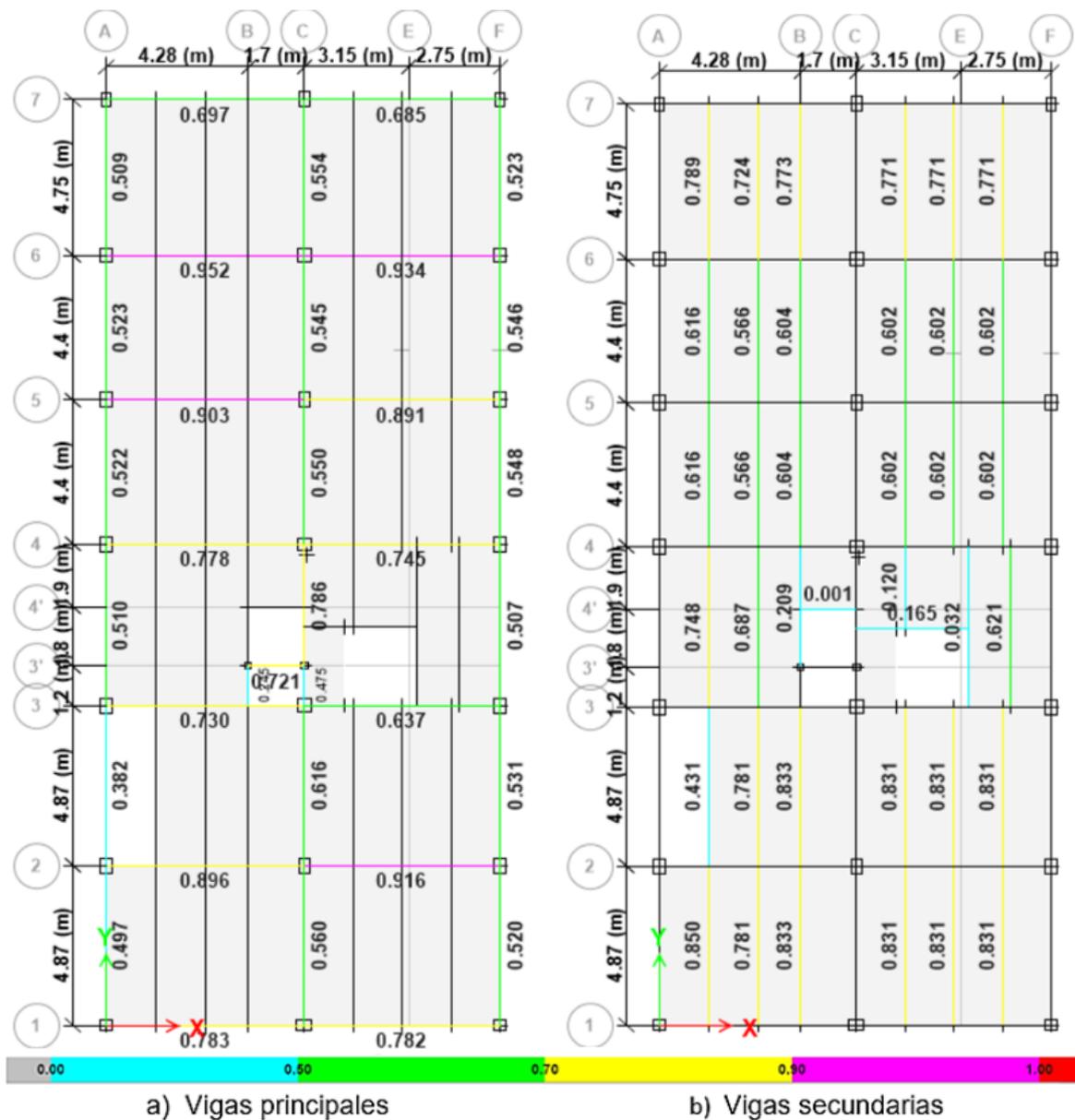


Figura 62. Relación Demanda – Capacidad N+ 6.30

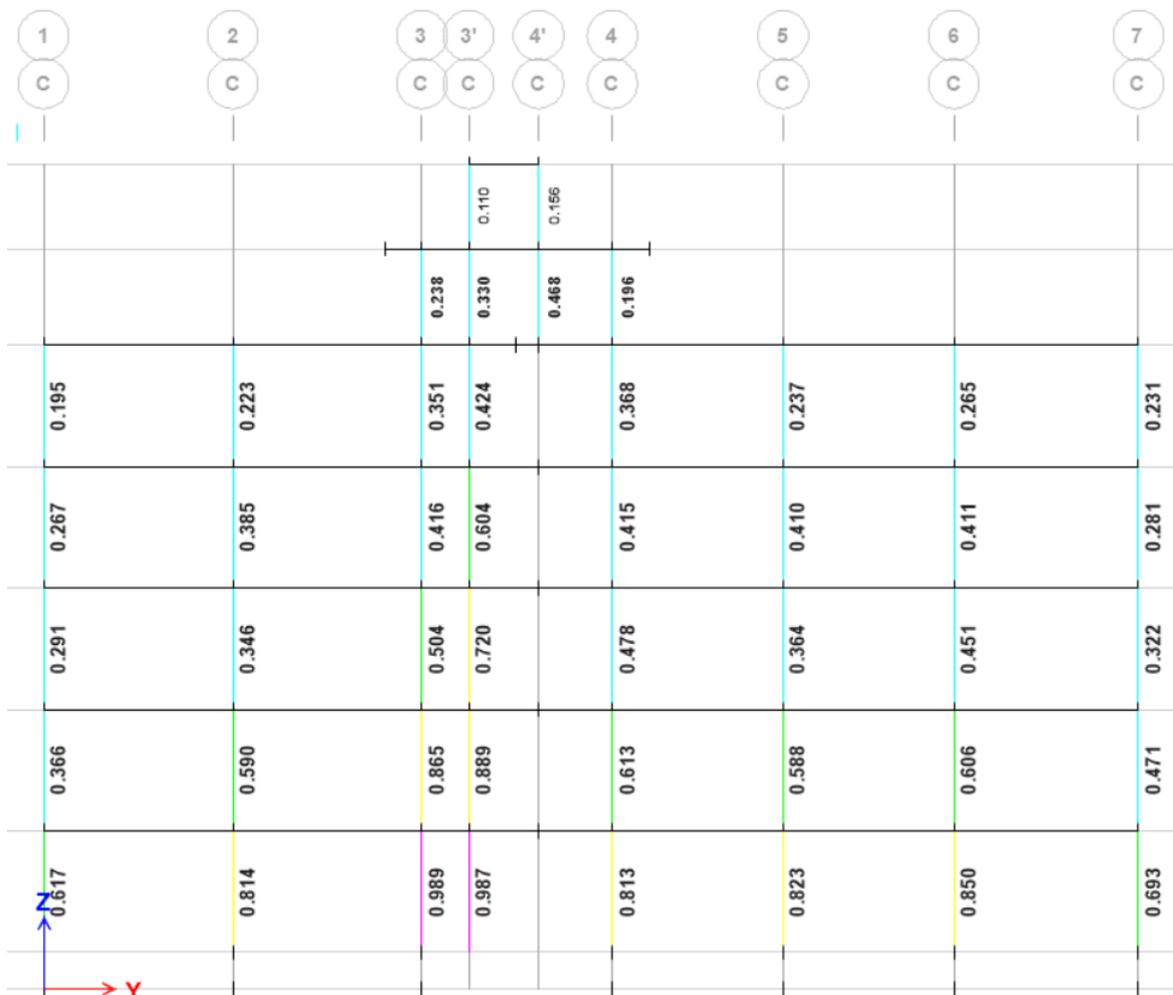


Figura 63. Relación Demanda – Capacidad Elementos Compuestos eje longitudinal C

4.7 MODELO 2

Con el fin de estimar una altura a la cual un edificio con las características presentadas, sigue evidenciando ventajas frente a otro tipo de sistemas estructurales y considerando principalmente que es un sistema estructural con pórticos que resisten momento, sin la presencia de otros elementos que aporten rigidez al sistema, partiendo del Modelo 1 que cumplió con todos los requerimientos de diseño, se plantea la adición de una planta tipo, considerando las mismas secciones de los elementos estructurales y cargas.

4.7.1 ANÁLISIS SÍSMICO

4.7.1.1 Sismo Estático

Mediante el método 2 de cálculo para el período de vibración de una estructura, se obtiene un T igual a 1.174, con el cuál se determina el coeficiente K igual a 1.337 y un coeficiente sísmico igual a 0.0885, valores que son ingresados al programa computacional.

Tabla 57. Cálculo del Cortante Basal y Coeficiente K

Cálculo de V: Corte Basal Estático NEC-15	
$C_t =$	0.072
$h_n =$	23.60
$a =$	0.80
T1(seg) =	0.903
T2(seg) =	1.174 30% más de T1
$S_a =$	0.708
V/W =	0.0885

T (s)	K
T < 0.5	1
0.5 < T < 2.5	1.337
T > 2.5	2

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

La distribución de fuerzas sísmicas obtenidas de forma manual y por el programa, mostradas en la Tabla 58. no demuestran una variación significativa, por lo que no surge la necesidad de realizar una redistribución de estas.

Tabla 58. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual

FUERZAS SEGÚN SX					MANUAL	PROGRAMA
PISO	Peso	h_i	$W \cdot h_i^k$	F_i	F_x	F_x
Cubierta	1.30	23.6	89.20	0.31	0.31	-0.31
Ascensores						
Tapa de Grada	19.07	21.4	1145.22	4.03	4.34	-4.34
Terraza	165.79	18.9	8435.10	29.65	33.99	-33.99
Quinto Piso	214.91	15.75	8568.72	30.12	64.11	-64.11
Cuarto Piso	218.96	12.6	6478.38	22.77	86.88	-86.89
Tercer Piso	219.70	9.45	4424.81	15.55	102.44	-102.44
Segundo Piso	219.98	6.3	2576.58	9.06	111.50	-111.50
Primer Piso	245.34	3.15	1137.55	4.00	115.50	-115.50
Wtotal	1305.05	-	32855.55	115.50		
V	115.50					

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.7.1.2 Sismo Dinámico

El espectro sísmico utilizado será el mismo de la Figura 58.

4.7.1.3 Control de Derivas

Se realiza el control de derivas de acuerdo con la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”.

Tabla 59. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XD	0.3223	0.0108	0.0012	2.2	-0.02%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XD	0.3227	0.0106	0.0007	2.5	-1.86%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XD	0.3691	0.0669	0.0022	3.15	1.34%	2%	CUMPLE
Quinto Piso	Desplaza XD	0.3270	0.0590	0.0022	3.15	1.77%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XD	0.2713	0.0485	0.0021	3.15	2.26%	2%	NO CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XD	0.2002	0.0354	0.0019	3.15	2.55%	2%	NO CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XD	0.1200	0.0210	0.0017	3.15	2.43%	2%	NO CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XD	0.0434	0.0075	0.0014	3.15	1.38%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 60. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XE	0.3236	0.0006	-0.0012	2.2	0.37%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XE	0.3155	0.0014	-0.0004	2.5	-0.41%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XE	0.3257	0.0179	0.0027	3.15	1.28%	2%	CUMPLE
Quinto Piso	Desplaza XE	0.2853	0.0155	0.0026	3.15	1.68%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XE	0.2325	0.0121	0.0026	3.15	2.01%	2%	NO CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XE	0.1692	0.0086	0.0024	3.15	2.12%	2%	NO CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XE	0.1023	0.0054	0.0021	3.15	2.04%	2%	NO CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XE	0.0381	0.0021	0.0017	3.15	1.21%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 61. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YD	0.0203	0.3127	0.0097	2.2	-0.53%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YD	0.0109	0.3245	0.0005	2.5	0.88%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YD	0.0152	0.3024	0.0004	3.15	1.18%	2%	CUMPLE
Quinto Piso	Desplaza YD	0.0132	0.2652	0.0004	3.15	1.57%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YD	0.0107	0.2159	0.0004	3.15	1.89%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YD	0.0079	0.1562	0.0004	3.15	2.04%	2%	NO CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YD	0.0049	0.0920	0.0004	3.15	1.89%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YD	0.0019	0.0323	0.0004	3.15	1.03%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

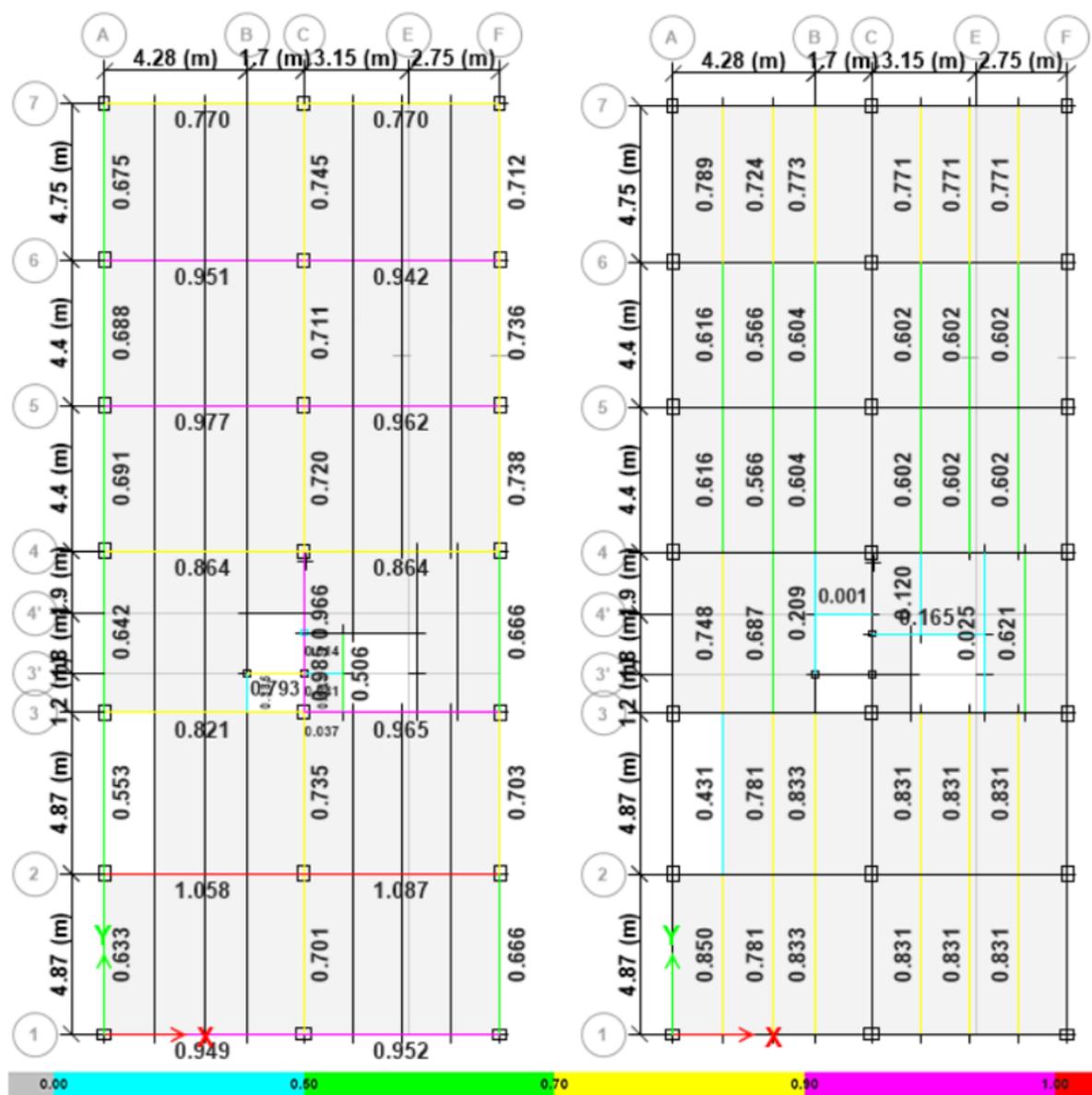
Tabla 62. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YE	0.0034	0.3467	-0.0075	2.2	-0.60%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YE	-0.0031	0.3599	-0.0005	2.5	0.99%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YE	-0.0084	0.3350	-0.0003	3.15	1.35%	2%	CUMPLE
Quinto Piso	Desplaza YE	-0.0069	0.2924	-0.0003	3.15	1.79%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YE	-0.0054	0.2359	-0.0003	3.15	2.14%	2%	NO CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YE	-0.0037	0.1684	-0.0003	3.15	2.25%	2%	NO CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YE	-0.0022	0.0976	-0.0004	3.15	2.03%	2%	NO CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YE	-0.0008	0.0338	-0.0004	3.15	1.07%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.7.1.4 Relación Demanda – Capacidad

Se presenta la relación Demanda – Capacidad de vigas principales, vigas secundarias y columnas, que conforman el sistema estructural obtenidos a través del programa computacional.



a) Vigas principales

b) Vigas secundarias

Figura 64. Relación Demanda – Capacidad N+ 6.30

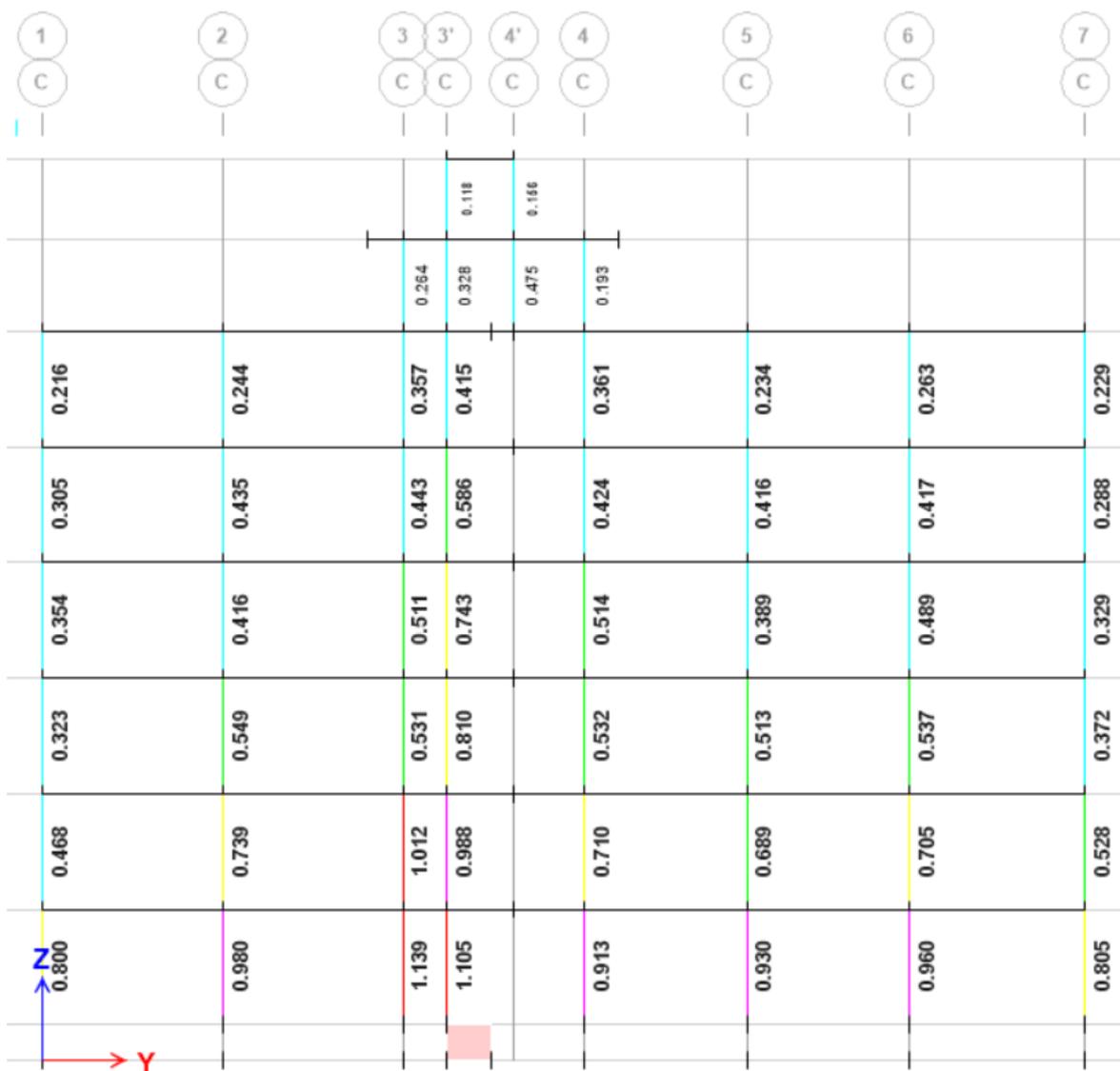


Figura 65. Relación Demanda – Capacidad Elementos Compuestos eje longitudinal C

Como se aprecia en los resultados del presente Modelo 2, las derivas exceden el límite del 2% estipulado en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”, además, la Figura 65 muestran que la demanda excede la capacidad última de ciertos elementos, indicando que se debe aumentar las secciones con el fin de cumplir con las derivas y los radios de capacidad, obteniendo elementos estructurales con dimensiones que no representan ventajas propias de las estructuras metálicas, dejando de ser una buena alternativa tanto estructural como económica. En consecuencia, se recomienda optar por otras alternativas que aporten rigidez a la estructura como muros estructurales o arriostramientos.

4.8 MODELO 3

En el presente modelo se empleará columnas rectangulares de acero huecas HSS de las mismas dimensiones del Modelo 1 con columnas CFST, esto se realiza con la finalidad de evaluar el aporte que brinda el núcleo de hormigón en las columnas al comportamiento estructural del edificio.

4.8.1 COLUMNAS RECTANGULARES DE ACERO HUECAS

Para el predimensionamiento de este tipo de elemento se emplearon normas nacionales como, “Estructuras de Acero, NEC-SE-AC”, también, se utilizaron normas internacionales como, “Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16” y para el análisis sismorresistente se utilizaron las normas, “Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente, NEC-SE-DS” y “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16”.

4.8.1.1 Limitaciones ancho - espesor de secciones de acero

Para secciones designadas como elementos compactos, la relación ancho - espesor de los elementos de compresión no debe superar el límite λ_{md} , de la Tabla 19 y para elementos sísmicamente compactos, dicha relación supera el límite λ_{md} , pero no excede λ_{hd} (ANSI/AISC 341, 2016).

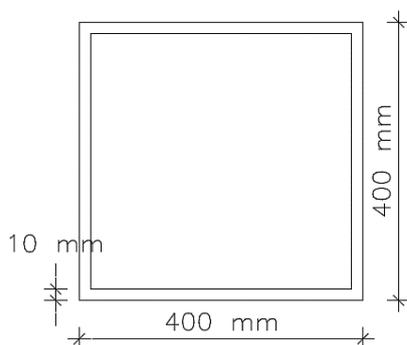


Figura 66. Sección Columna HSS-C21
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 63. Clasificación Columna compuesta C21

Datos de Columna			Límites ancho-espesor			Clasificación		
b	37,0	cm	Altura (h)	52,30	λ_{hd}	Altura	37,0	SISMICAMENTE COMPACTA
h	37,0	cm		58,41	λ_{md}			
e	1,0	cm	Base (b)	52,30	λ_{hd}	Base	37,0	SISMICAMENTE COMPACTA
K	1,00			58,41	λ_{md}			

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.8.1.2 Resistencia a la compresión

“La resistencia de diseño a la compresión $\phi_c P_n$ ($\phi_c = 0.90$) se determina en función del estado límite de pandeo por flexión” (ANSI/AISC 360, 2016), si se utiliza elementos compactos:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Resistencia a la compresión de diseño (método LRFD)

$$\phi P_n = 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo crítico

El esfuerzo crítico se obtiene mediante la expresión:

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = (0.658 \frac{F_y}{F_e}) \cdot F_y$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} \geq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_e$$

Donde

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

F_e Esfuerzo de pandeo elástico

A_g Sección bruta del área transversal del elemento

r Radio de giro

L_c Longitud efectiva

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{315 \text{ cm}}{15.93 \text{ cm}} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$19.77 \leq 135.70$$

Entonces

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\left(\frac{315 \text{ cm}}{15.93 \text{ cm}}\right)^2} = 53006.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) \cdot F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2530}{53006.54}}\right) \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2479.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a compresión

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2489.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 156 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c \cdot P_n = 386873.55 \text{ kg} = 386.87 \text{ t}$$

Resistencia última a compresión

Debido a que el elemento analizado se encuentra bajo las mismas sollicitaciones de carga, la carga última obtenida se conserva:

$$P_u = \frac{A_t \cdot C_u}{0.85}$$

$$P_u = \frac{27.62 \text{ m}^2 \cdot 4.30 \text{ t/m}^2}{0.85}$$

$$P_u = 139.8 \text{ t}$$

Verificación de la Resistencia a Compresión:

$$\phi_c \cdot P_n = 0.9 \cdot 386.87 \text{ t} = 348.17 \text{ t}$$

$$P_u = 139.86 \text{ t}$$

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

Tabla 64. Diseño a compresión de la columna de acero hueca C38

Calculos		
At	27.62	m ²
Cu	4.30	t/m ²
Pu	139.86	t
Pr	348.17	t
D/C	0.40	

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.8.2 CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

La siguiente relación se debe cumplir en las conexiones de viga a columna, para garantizar la formación de rótulas plásticas en las vigas:

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

Dónde:

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

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_y \cdot \left(F_y - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right)$$

Donde:

A_g Área gruesa

P_r Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga para las columnas

Z_y Módulo plástico de la columna

Cálculo de Momento Plástico de la columna

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_i}{A_g} \right) + Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_{i-1}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 2282 \text{ m}^3 \cdot \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{139860 \text{ kg}}{156 \text{ cm}^2} \right) + 2282 \text{ m}^3 \cdot \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{111888 \text{ kg}}{156 \text{ cm}^2} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 7864298.62 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sum M_{pc}^* = 78.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Debido a que la sección que se está verificando tiene la misma ubicación que en el modelo 1, los momentos plásticos de las vigas que se conectan a esta columna son los mismos calculados anteriormente.

Momentos Plásticos vigas principales

Viga V19P

$$M_{pr} = 43.87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Viga V027

$$M_{pr} = 39.96 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Tabla 65. Verificación conexión columna fuerte - viga débil

CF - VD		
Mpr1	43.87	t-m
Mpr2	39.96	t-m
$\sum M_{col}$	78.64	0.94
$\sum M_{vig}$	83.83	
NO		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Verificación conexión columna fuerte – viga débil

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

$$\frac{78.64 \text{ t} \cdot \text{m}}{83.83 \text{ t} \cdot \text{m}} = 0.94 < 1.0$$

4.8.3 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

A continuación, se presentan la vista en elevación de la edificación con columnas rectangulares de acero huecas.

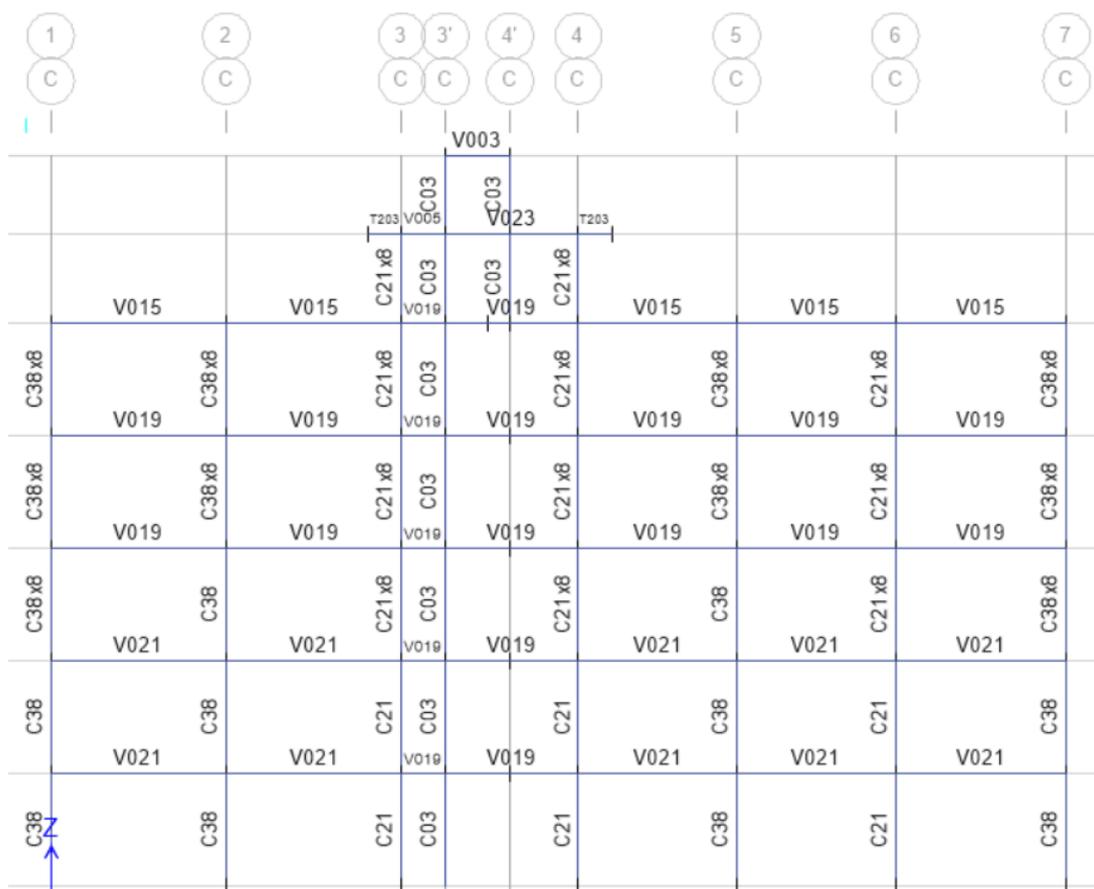


Figura 67. Vista longitudinal en elevación Eje C

4.8.4 ANÁLISIS SÍSMICO

4.8.4.1 Sismo Estático y Dinámico

Los coeficientes sísmicos y el espectro de respuesta obtenidos se muestran en la Tabla 45. y Figura 58 respectivamente.

Una vez conocido el peso sísmico en cada nivel se procede a determinar las fuerzas sísmicas de forma manual de conformidad con las ecuaciones convenidas en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”, mostradas en la sección 3.6.2 de este documento.

Tabla 66. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual

FUERZAS SEGÚN SX					MANUAL	PROGRAMA
PISO	Peso	hi	$W \cdot h_i^k$	Fi	Fx	Fx
Cubierta	0,96	20,45	44,96	0,26	0,26	-0,26
Ascensores						
Tapa de Grada	16,79	18,25	677,75	3,85	4,11	-4,11
Terraza	153,74	15,75	5144,60	29,24	33,35	-33,33
Cuarto Piso	194,86	12,6	4907,89	27,90	61,25	-61,22
Tercer Piso	199,12	9,45	3476,97	19,76	81,01	-80,97
Segundo Piso	200,08	6,3	2084,72	11,85	92,86	-92,82
Primer Piso	225,92	3,15	973,82	5,54	98,40	-98,35
Wtotal	991,47	-	17310,72	98,40		
V	98,40					

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Ajuste del Cortante Basal obtenido por el Análisis Dinámico

Como se visualiza en la Tabla 67. y 68. la relación entre el cortante basal dinámico y estático tanto en la dirección X como Y es menor al 80%, por lo que se debe realizar el ajuste a través de un factor de escalamiento igual a 1.2546 y 1.3202 respectivamente.

Tabla 67. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección X

SENTIDO X-X								
Story	Output Case	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Primer Piso	SxE	Bottom	0	-98,3537	0	1519,7149	0	-1165,317
Primer Piso	SxD	Bottom	0	78,3915	2,7446	1193,7184	30,3101	869,4263

79,70%	ESCALAR CORTANTE DINAMICO
1,2546	Factor de escalamiento

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 68. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección Y

SENTIDO Y-Y			P	VX	VY	T	MX	MY
Story	Output Case	Location	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SyE	Bottom	0	0	-98,3537	-654,6342	1165,317	0
Primer Piso	SyD	Bottom	0	2,7446	74,4975	502,9181	825,7515	30,054

75,74%	ESCALAR CORTANTE DINAMICO
1,3202	Factor de escalamiento

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

A continuación, se presentan el ajuste del cortante basal correspondiente a cada dirección.

Tabla 69. Ajuste Cortante Basal - Dirección X

SENTIDO X-X ESCALADO			P	VX	VY	T	MX	MY
Story	Output Case	Location	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SxE	Bottom	0	-98,35	0,00	1519,7149	0	-1165,317
Primer Piso	SxD	Bottom	0	98,35	3,44	1497,6409	38,0271	1090,7835

100,00%

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 70. Ajuste Cortante Basal - Dirección Y

SENTIDO Y-Y ESCALADO			P	VX	VY	T	MX	MY
Story	Output Case	Location	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SyE	Bottom	0	0	-98,35	-654,6342	1165,317	0
Primer Piso	SyD	Bottom	0	3,6234	98,35	663,9522	1090,1567	39,6773

100,00%

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Participación Modal

De acuerdo con la Tabla 71, el periodo fundamental de la edificación obtenido mediante el programa computacional es igual a 0.955(s) siendo semejante al obtenido a través del Método 2 igual a 1.047(s). Asimismo, los dos primeros modos de vibración presentan un comportamiento traslacional mientras que el tercer modo es rotacional.

Tabla 71. Participación Modal

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0,955	0,0038	0,6993	0,0038	0,6993	0,0013	0,0013
Modal	2	0,92	0,6826	0,0044	0,6864	0,7037	0,0323	0,0337
Modal	3	0,849	0,0331	0,0004	0,7195	0,7041	0,6697	0,7034
Modal	4	0,297	0,1113	0,0010	0,8308	0,7052	0,0001	0,7035
Modal	5	0,287	0,0011	0,1198	0,8318	0,8250	0,0018	0,7053
Modal	6	0,268	0,0000	0,0020	0,8319	0,8270	0,1160	0,8214
Modal	7	0,163	0,0448	0,0000	0,8766	0,8270	0,0001	0,8214
Modal	8	0,146	0,0000	0,0479	0,8766	0,8748	0,0036	0,8251
Modal	9	0,137	0,0005	0,0037	0,8771	0,8785	0,0459	0,8709
Modal	10	0,117	0,0166	0,0002	0,8937	0,8786	0,0015	0,8724
Modal	11	0,1	0,0000	0,0089	0,8937	0,8875	0,0000	0,8724
Modal	12	0,096	0,0000	0,0061	0,8937	0,8936	0,0051	0,8775
Modal	13	0,089	0,0162	0,0001	0,9099	0,8937	0,0013	0,8788
Modal	14	0,08	0,0010	0,0055	0,9108	0,8992	0,0148	0,8937
Modal	15	0,077	0,0001	0,0110	0,9110	0,9101	0,0039	0,8976

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.8.4.2 Control de Derivas

Se realiza el control de derivas de acuerdo con la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”.

Tabla 72. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XD	0,2570	0,0086	0,0014	2,2	0,17%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XD	0,2532	0,0084	0,0009	2,5	-0,96%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XD	0,2772	0,0440	0,0022	3,15	1,29%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XD	0,2367	0,0374	0,0022	3,15	1,75%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XD	0,1815	0,0284	0,0020	3,15	2,20%	2%	NO CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XD	0,1122	0,0173	0,0017	3,15	2,22%	2%	NO CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XD	0,0422	0,0065	0,0013	3,15	1,34%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 73. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XE	0,2536	0,0005	-0,0013	2,2	0,37%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XE	0,2455	0,0012	-0,0004	2,5	-0,26%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XE	0,2521	0,0154	0,0025	3,15	1,26%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XE	0,2124	0,0129	0,0024	3,15	1,69%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XE	0,1593	0,0093	0,0023	3,15	1,98%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XE	0,0970	0,0054	0,0020	3,15	1,89%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XE	0,0375	0,0022	0,0015	3,15	1,19%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 74. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YD	0,0161	0,2452	0,0082	2,2	-0,41%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YD	0,0091	0,2542	0,0006	2,5	0,80%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YD	0,0122	0,2343	0,0003	3,15	1,15%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YD	0,0102	0,1981	0,0003	3,15	1,59%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YD	0,0077	0,1481	0,0003	3,15	1,88%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YD	0,0048	0,0889	0,0003	3,15	1,80%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YD	0,0019	0,0323	0,0003	3,15	1,02%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 75. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YE	0,0014	0,2613	-0,0055	2,2	-0,47%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YE	-0,0032	0,2717	-0,0006	2,5	0,88%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YE	-0,0065	0,2498	-0,0002	3,15	1,26%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YE	-0,0051	0,2100	-0,0002	3,15	1,73%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YE	-0,0036	0,1554	-0,0002	3,15	2,01%	2%	NO CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YE	-0,0021	0,0921	-0,0002	3,15	1,87%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YE	-0,0008	0,0330	-0,0002	3,15	1,05%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.8.4.3 Relación Demanda – Capacidad

Se presenta la relación Demanda – Capacidad de vigas principales, vigas secundarias y columnas, que conforman el sistema estructural obtenidos a través del programa computacional.

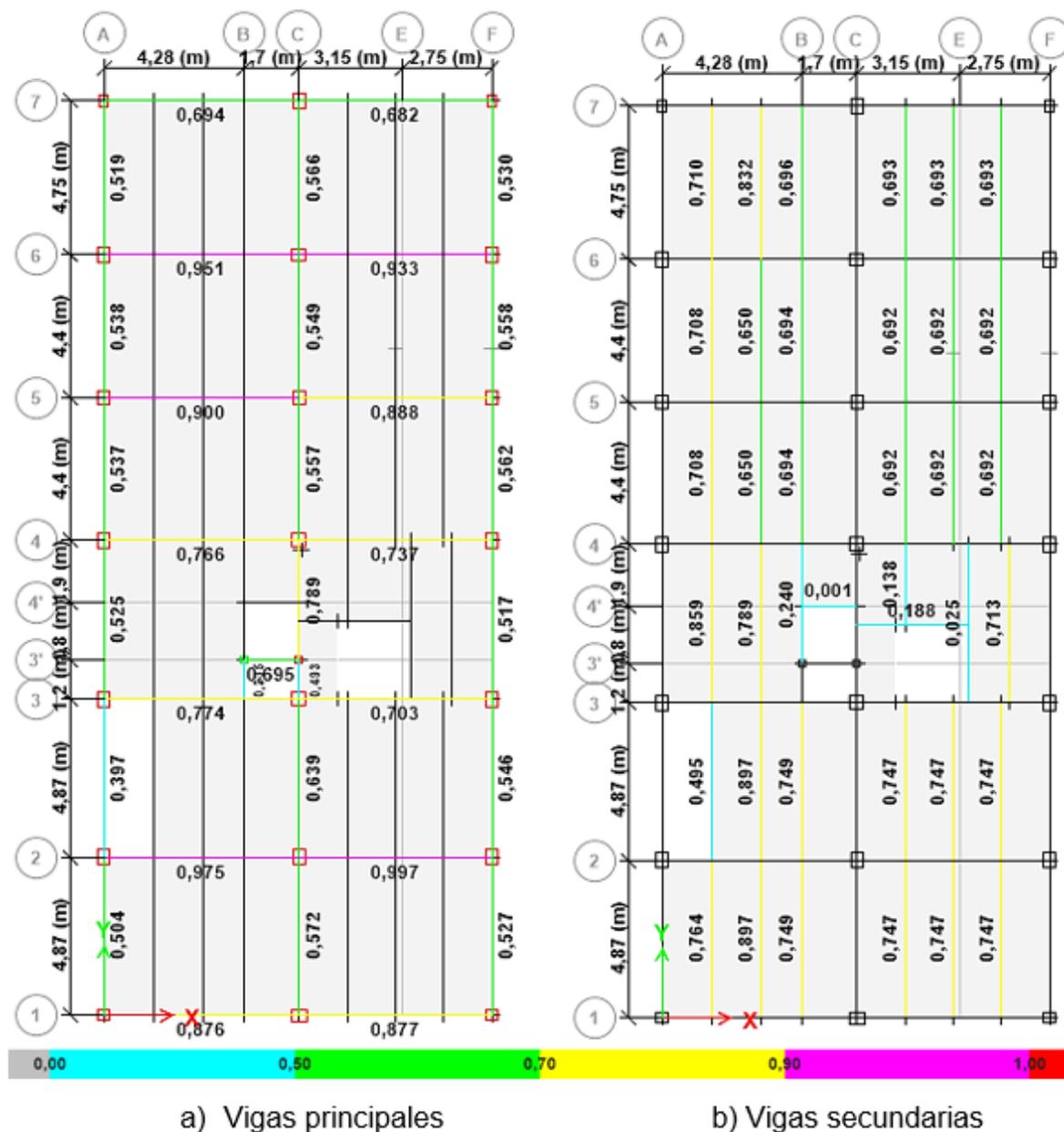


Figura 68. Relación Demanda – Capacidad N+ 3.15

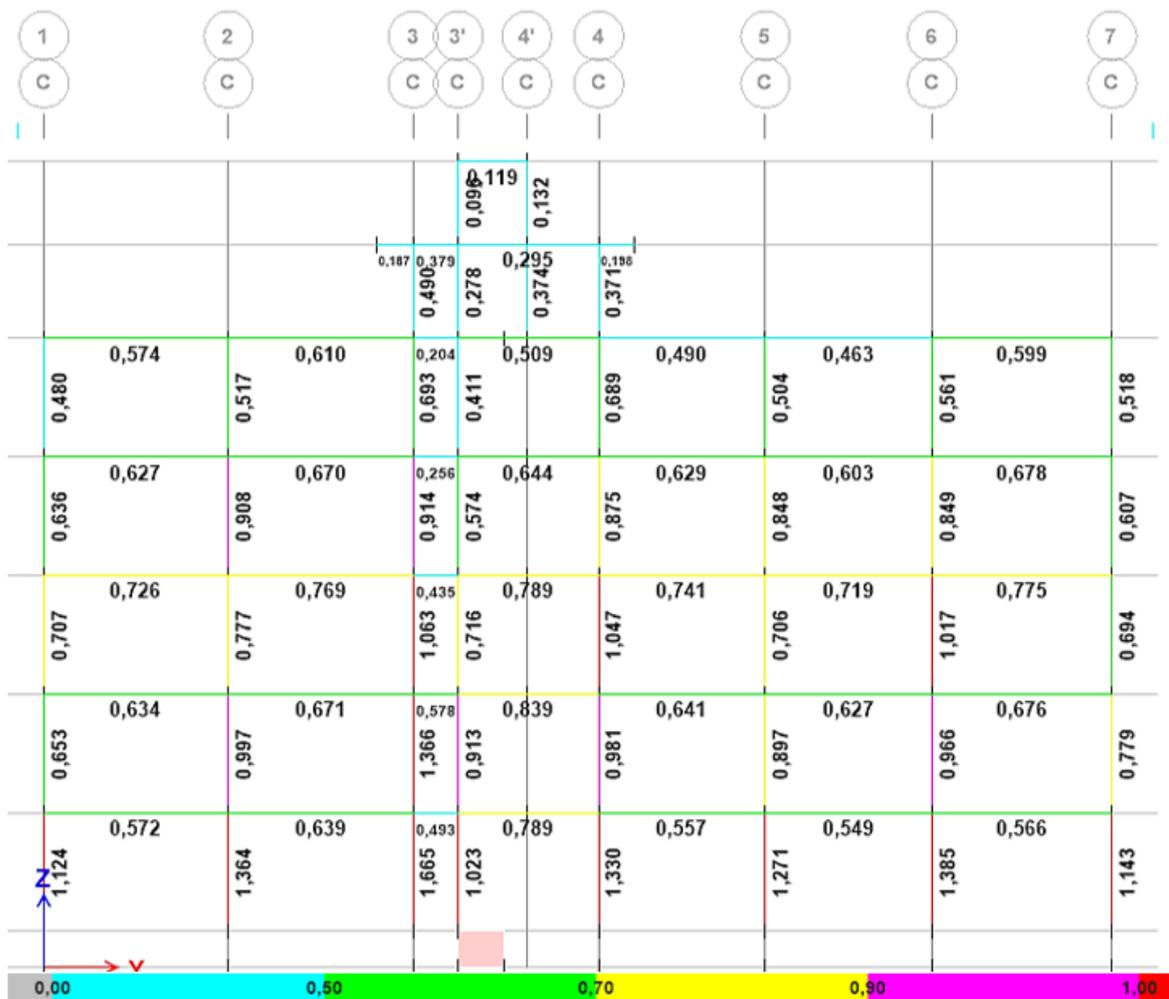


Figura 69. Relación Demanda – Capacidad Columnas de acero huecas eje longitudinal C

Según los resultados obtenidos en el apartado 4.8.4.2, la estructura no cumple con el límite de derivas permitido por la norma, además, en la Figura 69. se evidencia que varias columnas están sobre esforzadas.

4.9 MODELO 4

Debido a que el Modelo 3 no cumple con los requerimientos de la normativa correspondiente, se busca obtener una estructura con columnas de acero huecas, que satisfaga estos requerimientos, por lo que se realiza el predimensionamiento de estos elementos estructurales.

4.9.1 COLUMNAS RECTANGULARES HUECAS

4.9.1.1 Limitaciones ancho - espesor de acero

Para secciones designadas como elementos compactos, las relaciones de ancho a espesor de los elementos de compresión no deben superar el límite λ_{md} , de la Tabla 19 y para elementos sísmicamente compactos, dicha relación supera el límite λ_{md} , pero no excede λ_{hd} (ANSI/AISC 341, 2016).

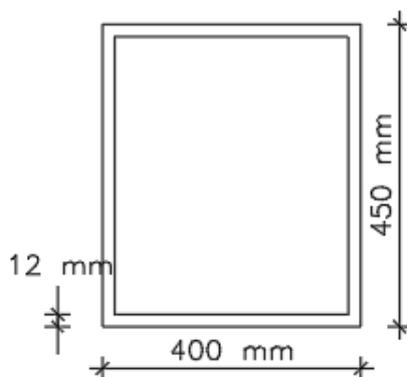


Figura 70. Sección Columna HSS C400x450x12

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 76. Clasificación Columna de acero hueca C400x450x12

Datos de Columna			Límites ancho-espesor			Clasificación		
b	36,4	cm	Altura (h)	53,79	λ_{hd}	Altura	34,5	SISMICAMENTE COMPACTA
h	41,4	cm		60,59	λ_{md}			
e	1,2	cm	Base (b)	53,79	λ_{hd}	Base	30,3	SISMICAMENTE COMPACTA
K	1,00			60,59	λ_{md}			

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.9.1.1.2 Resistencia a la compresión

“La resistencia de diseño a la compresión $\phi_c P_n$ ($\phi_c = 0.90$) se determina en función del estado límite de pandeo por flexión” (ANSI/AISC 360, 2016), si se utiliza elementos compactos:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Resistencia a la compresión de diseño (método LRFD)

$$\phi P_n = 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

Cuando $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{315 \text{ cm}}{16.09 \text{ cm}} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$19.58 \leq 135.70$$

Entonces

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\left(\frac{315 \text{ cm}}{16.09 \text{ cm}}\right)^2} = 54076.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) \cdot F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2530}{54076.68}}\right) \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2480.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a compresión

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2480.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 198.24 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c \cdot P_n = 491821.41 \text{ kg} = 491.82 \text{ t}$$

Resistencia última a compresión

Debido a que el elemento analizado se encuentra bajo las mismas solicitaciones de carga, la carga última obtenida se conserva:

$$P_u = \frac{A_t \cdot C_u}{0.85}$$

$$P_u = \frac{27.62 \text{ m}^2 \cdot 4.30 \text{ t/m}^2}{0.85}$$

$$P_u = 139.8 \text{ t}$$

Verificación de la Resistencia a Compresión:

$$\phi_c \cdot P_n = 0.9 \cdot 491.82 \text{ t} = 442.61 \text{ t}$$

$$P_u = 139.86 \text{ t}$$

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

Tabla 77. Diseño a compresión de la columna de acero hueca C400x450x12

Calculos		
At	27.62	m ²
Cu	4.30	t/m ²
Pu	139.86	t
Pr	442.61	t
D/C	0.32	

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.9.1.2 Conexión Viga – Columna

La siguiente relación se debe satisfacer en las conexiones de viga a columna, para garantizar la formación de rótulas plásticas en las vigas:

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

Cálculo de Momento Plástico de la columna

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_i}{A_g} \right) + Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_{i-1}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 2943.46 \text{ cm}^3 \cdot \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{139860 \text{ kg}}{198.24 \text{ cm}^2} \right) + 2943.46 \text{ cm}^3 \cdot \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{111888 \text{ kg}}{198.24 \text{ cm}^2} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 11155962.85 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sum M_{pc}^* = 111.55 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Momentos plásticos de las vigas principales que se conectan a la columna, calculados anteriormente.

Viga V19P

$$M_{pr} = 43.87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Viga V027

$$M_{pr} = 39.96 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Verificación conexión columna fuerte – viga débil

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

$$\frac{111.55 \text{ t} \cdot \text{m}}{83.83 \text{ t} \cdot \text{m}} = 1.33 > 1.0$$

Tabla 78. Verificación conexión columna fuerte - viga débil

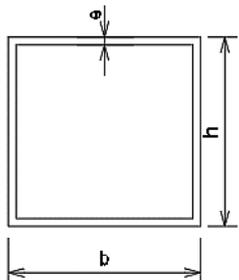
CF - VD		
Mpr1	43.87	t-m
Mpr2	39.96	t-m
$\sum M_{col}$	111.55	1.33
$\sum M_{vig}$	83.83	
OK		

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

En base al predimensionamiento realizado se obtuvieron las siguientes secciones, se debe tomar en cuenta que el cálculo de este elemento estructural permite la reducción de espesor en los niveles superiores.

Tabla 79. Secciones de columnas de acero huecas

NOMENCLATURA DE COLUMNAS [mm]			
N+3.15, N+6.30			
ID	Base b	Altura h	espesor e
C16	400	450	12
C17	350	400	12
C18	400	350	10
C03	200	200	6
N+9.45, N+12.60, N+15.75, N+18.25			
C16x10	400	450	10
C17x10	350	400	10
C18x8	400	350	8
C03	200	200	6
N+20.45			
C03	200	200	6



Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.9.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

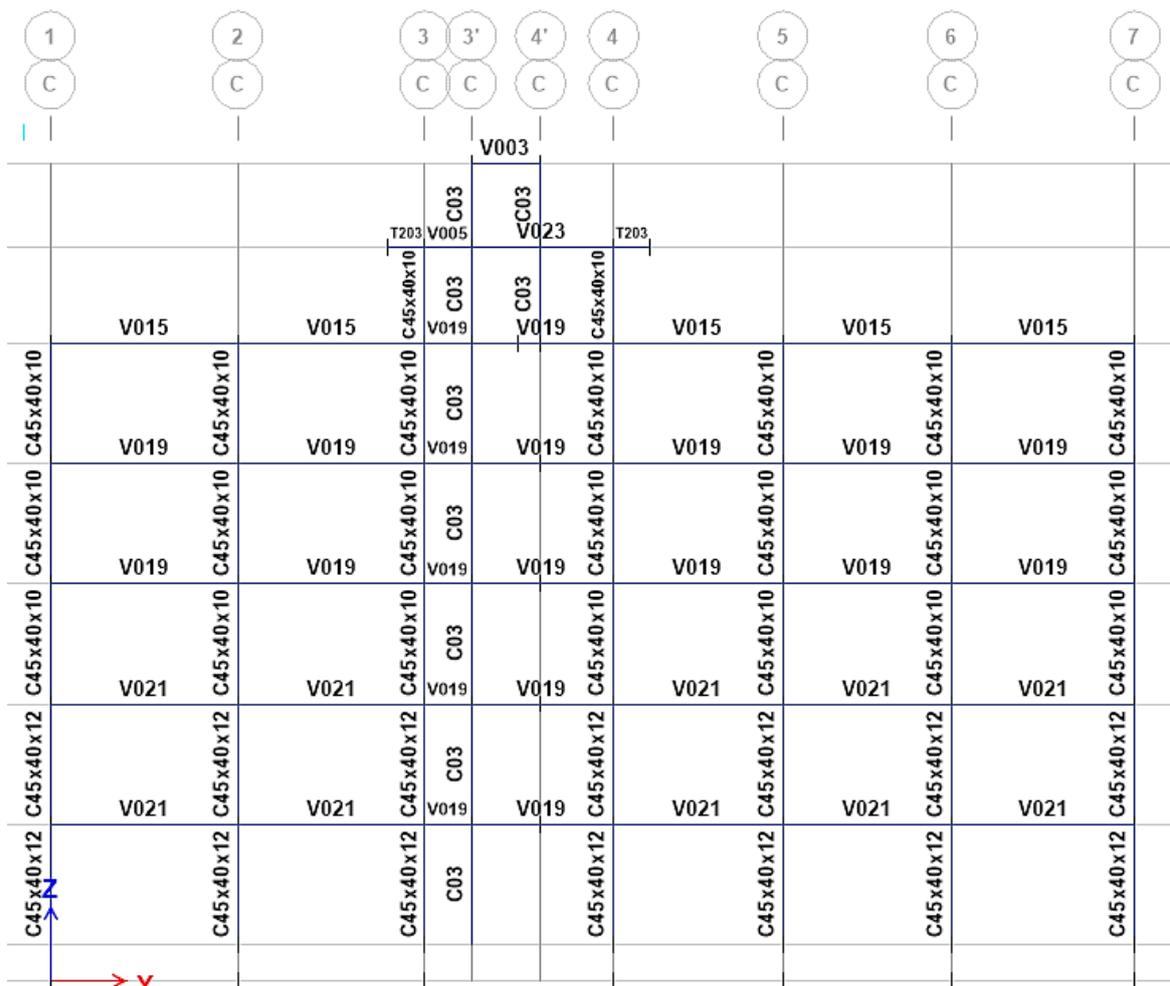


Figura 71. Vista longitudinal en elevación eje C

4.9.3 ANÁLISIS SÍSMICO

4.9.3.1 Sismo Estático y Dinámico

Los coeficientes sísmicos y el espectro de respuesta obtenidos se muestran en la Tabla 45. y Figura 58 respectivamente.

Se determinan las fuerzas sísmicas de forma manual mediante el peso sísmico de cada nivel, de acuerdo con las ecuaciones de la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”.

Tabla 80. Cálculo de fuerzas sísmicas de forma manual

FUERZAS SEGÚN SX					MANUAL	PROGRAMA
PISO	Peso	hi	$W \cdot h_i^k$	Fi	Fx	Fx
Cubierta	0,96	20,45	44,96	0,26	0,26	-0,26
Ascensores						
Tapa de Grada	16,90	18,25	682,05	3,88	4,13	-4,13
Terraza	154,42	15,75	5167,52	29,38	33,51	-33,49
Cuarto Piso	196,01	12,6	4936,74	28,07	61,58	-61,55
Tercer Piso	200,19	9,45	3495,64	19,87	81,46	-81,41
Segundo Piso	201,25	6,3	2096,98	11,92	93,38	-93,33
Primer Piso	227,27	3,15	979,65	5,57	98,95	-98,90
Wtotal	997,01	-	17403,54	98,95		
V	98,95					

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Ajuste del Cortante Basal obtenido por el Análisis Dinámico

Como se visualiza en la Tabla 82., la relación entre el cortante basal dinámico y estático en dirección Y es menor al 80%, por lo que se debe realizar el ajuste a través de un factor de escalamiento igual a 1.3016.

Tabla 81. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección X

SENTIDO X-X								
Story	Output Case	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Primer Piso	SxE	Bottom	0	-98,9028	0	1528,2025	0	-1171,681
Primer Piso	SxD	Bottom	0	79,9755	2,8745	1207,746	30,5027	890,4583

80,86% NO NECESITA ESCALAR CORTANTE DINAMICO

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 82. Cortante Basal obtenido del Análisis Sísmico - Dirección Y

SENTIDO Y-Y								
Story	Output Case	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Primer Piso	SyE	Bottom	0	0	-98,9028	-658,3258	1171,6812	0
Primer Piso	SyD	Bottom	0	2,8745	75,9866	511,5901	844,2401	30,3821

76,83%
1,3016 ESCALAR CORTANTE DINAMICO
Factor de escalamiento

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Se presenta el ajuste del cortante basal para la dirección Y

Tabla 83. Ajuste Cortante Basal - Dirección Y

SENTIDO Y-Y ESCALADO			P	VX	VY	T	MX	MY
Story	Output Case	Location	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Primer Piso	SyE	Bottom	0	0	-98,90	-658,3258	1171,6812	0
Primer Piso	SyD	Bottom	0	3,7414	98,90	665,8857	1098,8628	39,5453
					100,00%			

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Participación Modal

De acuerdo con la Tabla 84., el periodo fundamental de la estructura obtenido mediante el programa computacional es igual a 0.942(s) siendo semejante al obtenido a través del Método 2 igual a 1.047(s) descrito en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”. Asimismo, los dos primeros modos de vibración presentan un comportamiento traslacional mientras que el tercer modo es rotacional.

Tabla 84. Participación Modal

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0,942	0,0020	0,6975	0,0020	0,6975	0,0011	0,0011
Modal	2	0,895	0,6461	0,0026	0,6481	0,7001	0,0658	0,0669
Modal	3	0,816	0,0660	0,0002	0,7141	0,7004	0,6300	0,6968
Modal	4	0,284	0,0999	0,0132	0,8139	0,7136	0,0015	0,6983
Modal	5	0,28	0,0134	0,1107	0,8273	0,8244	0,0004	0,6988
Modal	6	0,255	0,0018	0,0012	0,8291	0,8255	0,1195	0,8183
Modal	7	0,153	0,0451	0,0000	0,8742	0,8256	0,0009	0,8191
Modal	8	0,14	0,0000	0,0503	0,8743	0,8759	0,0020	0,8211
Modal	9	0,127	0,0014	0,0022	0,8756	0,8781	0,0490	0,8701
Modal	10	0,109	0,0174	0,0001	0,8930	0,8782	0,0008	0,8709
Modal	11	0,094	0,0001	0,0107	0,8931	0,8889	0,0036	0,8744
Modal	12	0,092	0,0000	0,0052	0,8931	0,8941	0,0009	0,8753
Modal	13	0,08	0,0181	0,0000	0,9112	0,8941	0,0001	0,8754
Modal	14	0,074	0,0000	0,0076	0,9112	0,9018	0,0136	0,8891

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.9.3.2 Control de Derivas

Se realiza el control de derivas de acuerdo con la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”.

Tabla 85. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XD	0,2025	0,0068	0,0010	2,2	0,06%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XD	0,2011	0,0066	0,0006	2,5	-1,13%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XD	0,2293	0,0448	0,0016	3,15	1,10%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XD	0,1948	0,0379	0,0015	3,15	1,47%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XD	0,1484	0,0285	0,0014	3,15	1,83%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XD	0,0909	0,0173	0,0012	3,15	1,81%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XD	0,0338	0,0064	0,0009	3,15	1,07%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 86. Control de Derivas Sismo Estático Dirección X

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza XE	0,2414	0,0004	-0,0011	2,2	0,43%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza XE	0,2320	0,0011	-0,0004	2,5	-0,01%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza XE	0,2324	0,0123	0,0023	3,15	1,22%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza XE	0,1938	0,0099	0,0022	3,15	1,59%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza XE	0,1439	0,0068	0,0020	3,15	1,82%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza XE	0,0864	0,0037	0,0018	3,15	1,71%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza XE	0,0327	0,0014	0,0014	3,15	1,04%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 87. Control de Derivas Sismo Dinámico Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YD	0,0155	0,2426	0,0082	2,2	-0,35%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YD	0,0082	0,2502	0,0006	2,5	0,82%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YD	0,0111	0,2297	0,0003	3,15	1,16%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YD	0,0093	0,1931	0,0003	3,15	1,57%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YD	0,0069	0,1435	0,0003	3,15	1,85%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YD	0,0042	0,0854	0,0003	3,15	1,74%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YD	0,0016	0,0307	0,0003	3,15	0,97%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 88. Control de Derivas Sismo Estático Dirección Y

Story	Output Case	Ux m	Uy m	Uz m	Altura m	Deriva %	NEC 15 %	VERIFICACIÓN
Cubierta ascensor	Desplaza YE	0,0011	0,2574	-0,0056	2,2	-0,42%	2%	CUMPLE
Tapagrada	Desplaza YE	-0,0023	0,2667	-0,0006	2,5	0,89%	2%	CUMPLE
Terraza	Desplaza YE	-0,0060	0,2443	-0,0002	3,15	1,27%	2%	CUMPLE
Cuarto Piso	Desplaza YE	-0,0046	0,2043	-0,0002	3,15	1,71%	2%	CUMPLE
Tercer Piso	Desplaza YE	-0,0032	0,1504	-0,0002	3,15	1,97%	2%	CUMPLE
Segundo Piso	Desplaza YE	-0,0018	0,0885	-0,0002	3,15	1,81%	2%	CUMPLE
Primer Piso	Desplaza YE	-0,0007	0,0314	-0,0002	3,15	1,00%	2%	CUMPLE

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

4.9.3.3 Relación Demanda – Capacidad

Se presenta la relación Demanda – Capacidad de vigas principales, vigas secundarias y columnas, que conforman el sistema estructural obtenidos a través del programa computacional.

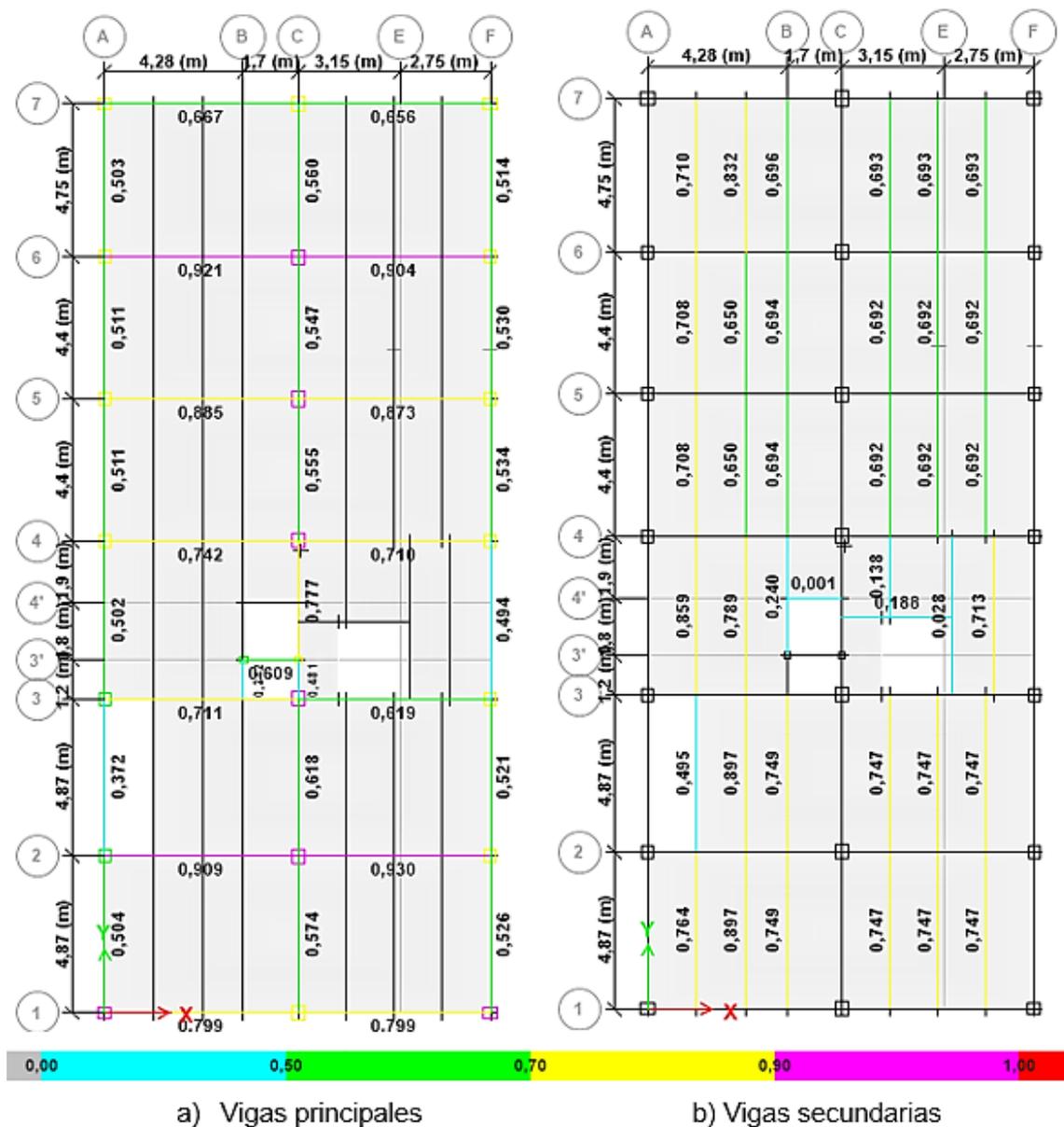


Figura 72. Relación Demanda – Capacidad N+ 6.30

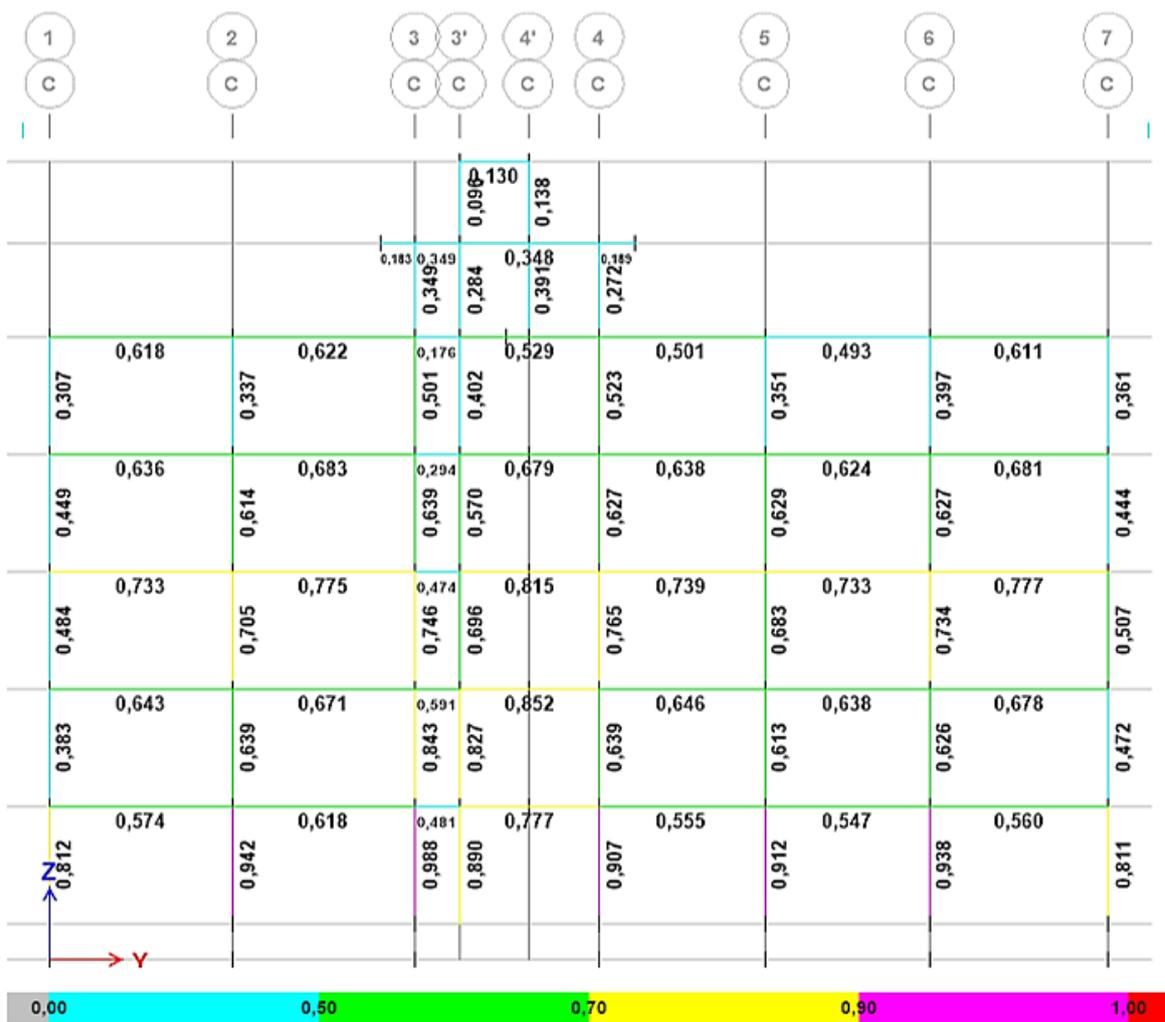


Figura 73. Relación Demanda – Capacidad Columnas de acero huecas eje longitudinal C

CAPITULO 5

ANÁLISIS ECONÓMICO

5.1 COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE EL MODELO 1 Y 4

Este apartado tiene como objetivo comparar desde un punto de vista económico, dos estructuras metálicas cuya única diferencia es el tipo de columnas que presentan, una con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón (Modelo 1) y otra con columnas rectangulares de acero huecas (Modelo 4), los dos modelos cumplen con los requerimientos de las normativas consideradas, por lo que, se obtendrá el costo final de cada una, que será determinante para elegir la mejor alternativa.

5.1.1 PRECIO UNITARIO

Para establecer el presupuesto de cada estructura se utilizó el Análisis de Precios Unitarios (APU's), que determina el costo de cada rubro por su unidad de medida. "El precio unitario de un rubro de construcción está integrado por la sumatoria de los costos directos y costos indirectos" (Albán, 2015).

5.1.1.1 Costos Directos

Materiales

Su costo depende de la lista de materiales y cantidad necesarios para la elaboración de un rubro y que están estrechamente relacionadas con las especificaciones técnicas de la obra. También, considera la vida útil, porcentaje de desperdicio y demanda de cada material, además, su precio de adquisición puede comprender descuentos, transporte y almacenamiento.

Mano de obra

El costo de este insumo se define en base a una cuadrilla de trabajo necesaria para un rubro, está asociada a un rendimiento y a un costo horario que está en función del tipo de trabajo que realiza cada miembro de la cuadrilla y que involucra además del sueldo básico, prestaciones de servicio por ley y aspectos como movilización, alojamiento y alimentación.

Rendimiento

Existen dos maneras de indicar el rendimiento de una cuadrilla, una de estas se expresa como: “el número de unidades del rubro analizado que serán ejecutados por la cuadrilla de trabajo en la unidad de tiempo establecida (hora o jornada de 8 horas)” (Albán, 2015).

Equipos y Herramientas

En este insumo la cantidad y tipo de equipos requeridos para la realización de un rubro, tienen relación con las circunstancias de trabajo y las especificaciones técnicas del proyecto, también, en el costo de este insumo, se considerará el rendimiento y costo horario de cada uno, que dependerá de su origen (propio, alquilado), además de su costo de operación.

Transporte

Su cálculo está en función de la distancia de transporte y el costo del mismo determinado por la unidad: m³-km, ton-km, u, viaje, etc.

5.1.1.2 Costos Indirectos

“Son egresos que no intervienen directamente en la elaboración de un rubro específico, pero que son necesarios para que puedan llevarse a cabo todos los rubros de un proyecto, incluye: gastos administrativos, costos impositivos, costos financieros, utilidad, imprevistos y otros” (Albán, 2015).

5.1.1.3 Determinación de rubros

En la Tabla 89., se indica el precio unitario por la unidad de medida definido para cada rubro analizado, este costo se obtuvo considerando los costos directos y un 20% por costos indirectos.

Tabla 89. Resumen de Rubros utilizados

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	P.UNITARIO	RENDIMIENTO
Acero estructural			
Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 8mm	Kg	3.98	0.09 h/kg
Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 10mm	Kg	4.05	0.09 h/kg
Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 12mm	Kg	4.13	0.09 h/kg
Hormigón para columnas			
Hormigón simple columnas f'c210Kg/cm ² (Premezclado)	m ³	161.47	1.00 h/m ³

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

El análisis de precios unitarios de cada rubro considerado, se detallada en el apartado de Anexos.

5.1.2 VOLÚMENES DE OBRA

Para determinar el presupuesto de cada modelo es necesario calcular la cantidad de material en las columnas que son los únicos elementos que cambian en cada alternativa. A continuación, se presenta las tablas de resumen para cada modelo donde se especifica las secciones y cantidades utilizadas para cada uno, determinando de esta manera su peso total en la estructura.

Modelo con Columnas Rectangulares de Acero Rellenas de Hormigón

Para el modelo con columnas CFST se presenta una tabla con el volumen de hormigón requerido y otra con el peso de los perfiles de acero.

Tabla 90. Peso de acero en columnas CFST

Mc	DIMENSIONES mm	ÁREA m ²	CANTIDAD u	LONGITUD m	PARCIAL Ton	PESO TOTAL Ton
CR38	350x450x10	0.0156	30.00	3.15	0.39	11.57
CR21	400x400x10	0.0156	6.00	3.15	0.39	2.31
CR13	300x400x8	0.0109	20.00	3.15	0.27	5.41
CR38x8	350x450x8	0.0125	40.00	3.15	0.31	12.41
CR21x8	400x400x8	0.0125	9.00	3.15	0.31	2.79
						34.50

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 91. Volumen de hormigón en columnas CFST

Mc	DIMENSIONES mm	VOLUMEN PARCIAL m ³	CANTIDAD u	VOLUMEN TOTAL m ³
CR38	350x450x10	0.45	30.00	13.41
CR21	400x400x10	0.45	6.00	2.73
CR13	300x400x8	0.34	20.00	6.87
CR38x8	350x450x8	0.46	40.00	18.26
CR21x8	400x400x8	0.46	9.00	4.18
				45.45

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Modelo con columnas rectangulares de acero huecas

Tabla 92. Peso de acero en columnas HSS

Mc	DIMENSIONES mm	ÁREA m ²	CANTIDAD u	LONGITUD m	PARCIAL Ton	PESO TOTAL Ton
C16	400x450x12	0,0198	14	3,15	0,49	6,86
C17	350x400x12	0,0174	20	3,15	0,43	8,62
C18	400x350x10	0,0146	8	3,15	0,36	2,89
C16x10	400x450x10	0,0166	21	3,15	0,41	8,62
C17x10	350x400x10	0,0146	30	3,15	0,36	10,83
C18x8	400x350x8	0,0117	12	3,15	0,29	3,48
						41,30

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

5.1.3 PRESUPUESTO MODELO 1

Una vez determinado el precio unitario de cada rubro por su unidad de medida y la cantidad de material en obra utilizado, se procede a realizar el presupuesto respectivo para cada estructura.

Tabla 93. Presupuesto Modelo 1 con columnas CFST

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL					
PROYECTO: ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN.					
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
ESTRUCTURA METÁLICA					
1	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 8mm	Kg	13,887.00	3.98	55,270.26
2	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 10mm	Kg	20,611.30	4.05	83,475.77
HORMIGONES					
3	Hormigón simple columnas $f_c=210\text{Kg/cm}^2$ (Premezclado)	m ³	45.45	161.47	7,339.45
				SUB TOTAL=	146,085.48
<i>SON : CIENTO SESENTA Y TRES MIL SEISCIENTOS QUINCE CON, 74/100 DÓLARES (VALOR INC. IVA)</i>				IVA 12% =	17,530.26
				TOTAL =	163,615.74

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

5.1.4 PRESUPUESTO MODELO 4

Tabla 94. Presupuesto Modelo 4 con columnas HSS

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL					
PROYECTO: ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN.					
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
ESTRUCTURA METÁLICA					
1	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 8mm	Kg	3,484.80	3.98	13,869.50
2	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 10mm	Kg	22,338.83	4.05	90,472.26
3	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 12mm	Kg	15,479.81	4.13	63,931.62
				SUB TOTAL=	168,273.38
<i>SON : CIENTO OCHENTA Y OCHO MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y SEIS CON, 19/100 DÓLARES (VALOR INC. IVA)</i>				IVA 12% =	20,192.81
				TOTAL =	188,466.19

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

CAPITULO 6

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 COMPARACIÓN TÉCNICA ENTRE MODELO 1 Y MODELO 3

Se realiza la comparación entre el Modelo 1 con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón y el Modelo 3 con columnas rectangulares de acero huecas de las mismas dimensiones, con el propósito de conocer el aporte que puede brindar a la estructura el núcleo de hormigón en estos elementos.

6.1.1 CORTANTE BASAL

En la Tabla 95 y 96 se indica el cortante basal obtenido por los sismos estático y dinámico en dirección X e Y respectivamente.

Tabla 95. Comparación Cortante Basal dirección X

SENTIDO X-X				MODELO 1 CFST	MODELO 3 HSS
Story	Output Case	Case Type	Location	VX	VX
				tonf	tonf
Primer Piso	SxE	LinStatic	Bottom	-107.6383	-98.3537
Primer Piso	SxD	LinRespSpec	Bottom	86.5699	78.3915
				80.43%	79.70%

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Tabla 96. Comparación Cortante Basal dirección Y

SENTIDO Y-Y				MODELO 1 CFST	MODELO 3 HSS
Story	Output Case	Case Type	Location	VY	VY
				tonf	tonf
Primer Piso	SyE	LinStatic	Bottom	-107.6383	-98.3537
Primer Piso	SyD	LinRespSpec	Bottom	82.0369	74.4975
				76.22%	75.74%

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

En el modelo con columnas CFST se obtiene un cortante basal mayor en comparación al modelo con columnas HSS, esto debido a que la presencia del hormigón dentro de las columnas aumenta el valor de la carga reactiva de la estructura, este incremento nos permite cumplir con la condición de que el cortante basal por sismo dinámico sea mayor al 80% del cortante basal por sismo estático en la dirección X, sin embargo, esto no ocurre en la dirección Y, al igual que en el

modelo con columnas HSS donde la ausencia del hormigón en columnas obliga a realizar el ajuste del cortante basal en los dos sentidos X e Y, lo que se traduce en una mayor demanda sísmica, evidenciando de esta manera el aporte del hormigón.

6.1.2 CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

En la Tabla 97., se indica una comparación del diseño a capacidad de la conexión viga – columna para una columna rectangular de acero rellena de hormigón y una columna rectangular de acero hueca de iguales dimensiones.

Tabla 97. Conexión Viga – Columna

CONEXIÓN VIGA - COLUMNA					
COLUMNAS CFST			COLUMNAS HSS		
Mpr1	43.87	t-m	Mpr1	43.87	t-m
Mpr2	39.96	t-m	Mpr2	39.96	t-m
<i>Verificación Columna fuerte - Viga débil</i>					
ΣM_{col}	154.05	t-m	ΣM_{col}	78.64	t-m
ΣM_{vig}	83.83	t-m	ΣM_{vig}	83.83	t-m
1.84		OK	0.94		NO

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Los momentos plásticos que transmiten las vigas principales a las columnas son los mismos debido a que se encuentran bajo las mismas solicitaciones de carga, no obstante, como se puede observar la presencia del núcleo de hormigón en las columnas de acero eleva su capacidad, cumpliendo que la sumatoria de momentos plásticos de las columnas sea mayor a la sumatoria de momentos plásticos de las vigas, forzando a estas últimas al estado límite de fluencia por flexión.

6.1.3 DESPLAZAMIENTOS

En base a la Figura 74., donde se observa que los desplazamientos obtenidos por el sismo en dirección X para el modelo con columnas CFST son menores a los del modelo con columnas HSS, se puede deducir que, la presencia de hormigón en las columnas de acero aporta cierta rigidez lateral al sistema estructural, aunque este aporte no se verifica en la Figura 75., debido a que no existe mayor diferencia en los desplazamientos, sin embargo, este incremento de rigidez lateral si se verifica en el control de derivas donde el Modelo 1 cumple con el límite establecido por la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15” no así en el Modelo 3.

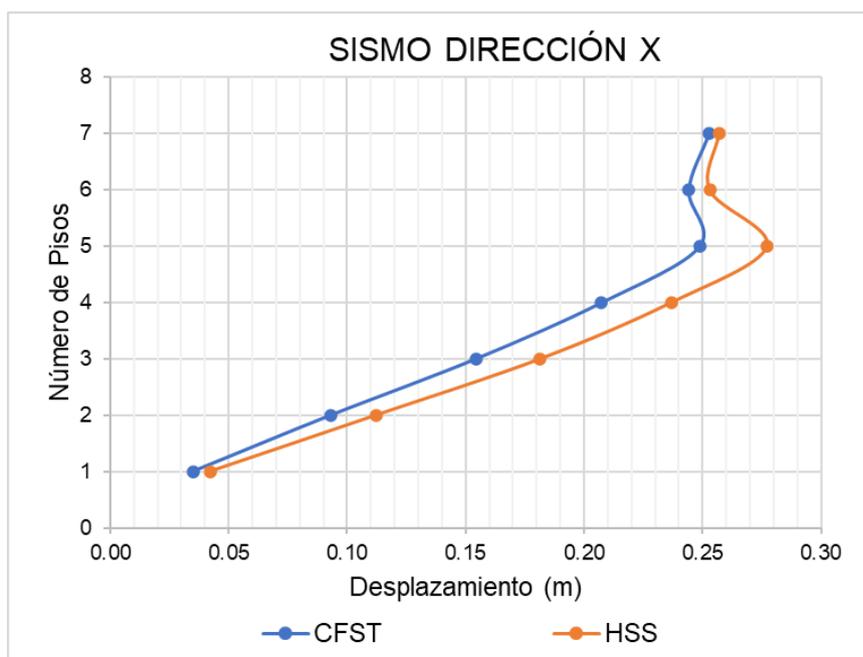


Figura 74. Desplazamientos Dirección X
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

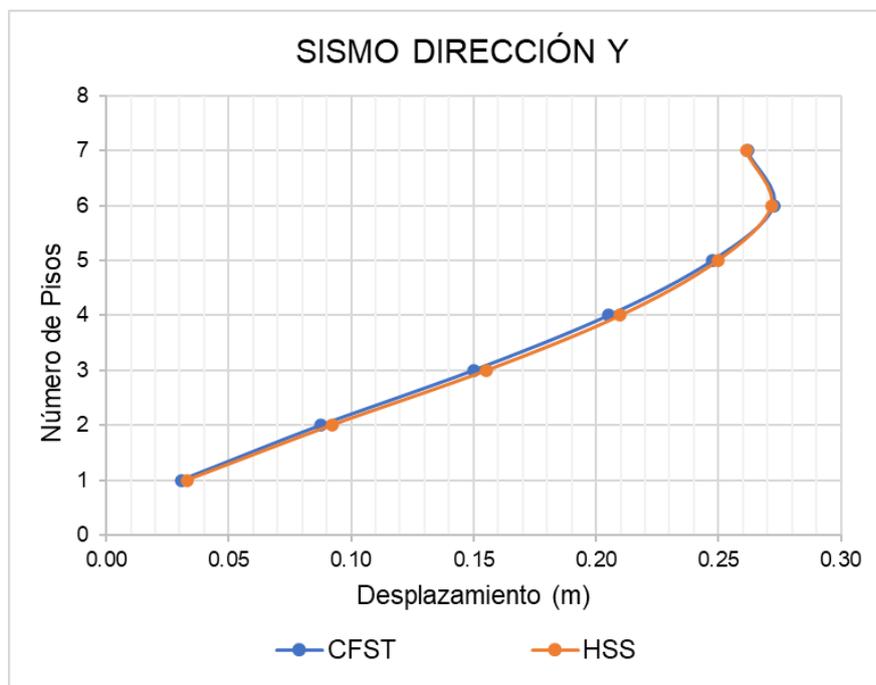


Figura 75. Desplazamientos Dirección Y
Elaborado por Byron Chango y Karla Ruiz

6.1.4 CAPACIDAD A COMPRESIÓN

En la Figura 76., se muestra los valores de carga nominal para columnas cargadas axialmente en compresión obtenidos mediante la modelación de cada estructura.

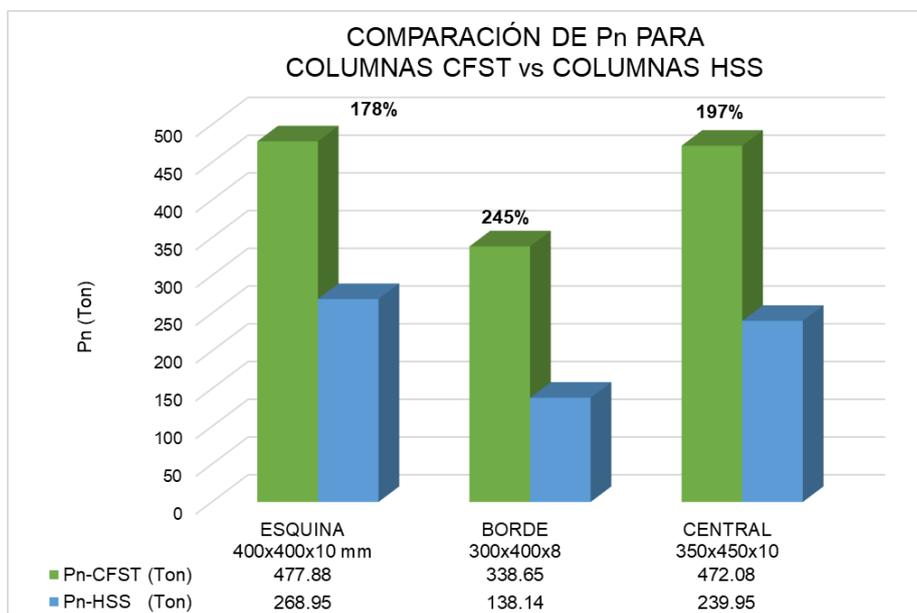


Figura 76. Comparación de P_n para Columnas CFST vs Columnas HSS
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

La presencia de hormigón eleva la capacidad de carga a compresión (P_n) de la sección acero, como se evidencia la capacidad de las columnas CFST es mucho mayor a la de las columnas HSS, obteniéndose un incremento entre 178% y 245% de su capacidad.

6.2 COMPARACIÓN TÉCNICO – ECONÓMICA ENTRE EL MODELO 1 Y MODELO 4

Debido a que el Modelo 3 con columnas HSS no cumple con los requerimientos de la normativa, se propone el Modelo 4, por lo que, se comparan el comportamiento estructural y costo del Modelo 1 con columnas CFST y Modelo 4 con columnas HSS, con la finalidad de determinar la mejor opción tanto estructural como económica.

6.2.1 SECCIÓN DE COLUMNAS

En base a la Tabla 98, las dimensiones de las secciones obtenidas para los dos modelos no presentan una variación significativa, sin embargo, para el modelo con columnas HSS, los espesores obtenidos son mayores a fin de compensar la ausencia del núcleo de hormigón en las columnas.

Tabla 98. Secciones de Columnas

Secciones Columnas - Modelo CFST			
ID	Base	Altura	Espesor
	mm	mm	mm
Nv +3.15		Nv +6.30	
CR13	300	400	8
CR38	350	450	10
CR21	400	400	10
Nv +9.45		Nv +12.60	Nv +15.75
CR13	300	400	8
CR38x8	350	450	8
CR21x8	400	400	8

Secciones Columnas - Modelo HSS			
ID	Base	Altura	Espesor
	mm	mm	mm
Nv +3.15		Nv +6.30	
C18	400	350	10
C17	350	400	12
C16	400	450	12
Nv +9.45		Nv +12.60	Nv +15.75
C18X8	400	350	8
C17x10	350	400	10
C16x10	400	450	10

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

6.2.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

La Tabla 99., muestra los tres primeros modos de vibración obtenidos para las estructuras con columnas CFST y con columnas HSS, como se observa no existen diferencias significativas en las características de vibración, además, esto permite definir que no existe torsión en planta en ninguna de las estructuras, evidenciando que la presencia del hormigón en las columnas no modifica su comportamiento estructural.

Tabla 99. Modos de vibración Modelo 1 y Modelo 4

MODELO 1 COLUMNAS CFST	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
	Modal	1	0.95	0.004	0.696	0.002
Modal	2	0.91	0.683	0.004	0.029	
Modal	3	0.84	0.030	0.001	0.672	
MODELO 4 COLUMNAS HSS	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
	Modal	1	0.94	0.002	0.698	0.001
Modal	2	0.90	0.646	0.003	0.066	
Modal	3	0.82	0.066	0.000	0.630	

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

6.2.3 CORTANTE BASAL

El coeficiente sísmico obtenido para los dos modelos es el mismo, debido a que, el tipo de sistema estructural, las características geotécnicas y la distribución de elementos no varían, por lo que, el valor del cortante basal dependerá únicamente del peso de cada estructura.

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

$$V = \frac{1 \cdot 0.794}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W \quad V = 0.0992 \cdot W$$

De acuerdo a la Tabla 100., el peso de la estructura con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón es mayor que el de la estructura con columnas rectangulares de acero huecas, por tanto, el modelo con columnas CFST deberá soportar mayores fuerzas laterales.

Tabla 100. Peso Sísmico

PESO SISMICO	
Modelo 1 - CFST	Modelo 4 - HSS
1,085.07 Ton	997.01 Ton
Diferencia	88.06 Ton

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

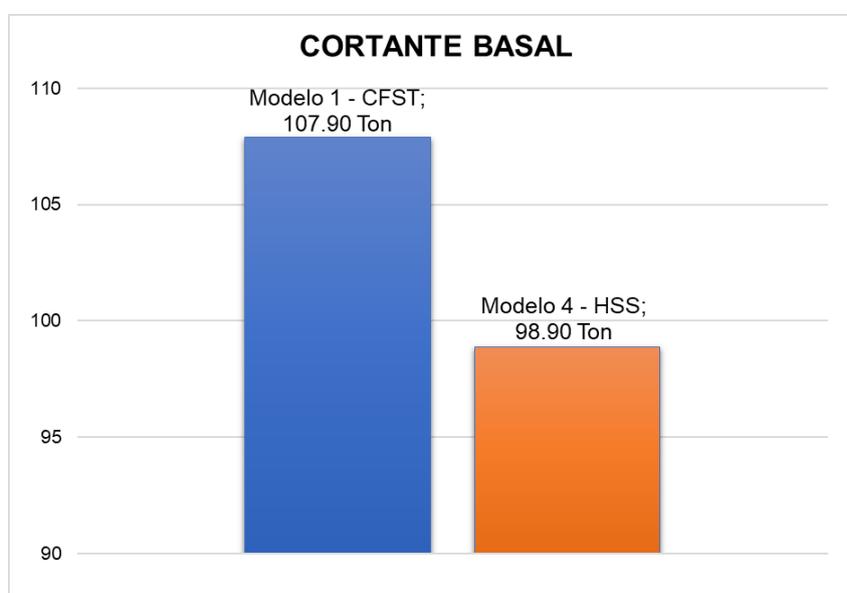


Figura 77. Cortante Basal
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

6.2.4 DERIVAS DE PISO

En las Figura 78 y 79., se muestran las máximas derivas de piso obtenidas en el análisis sísmico para las direcciones X e Y respectivamente, tanto para el modelo con columnas CFST como para el modelo con columnas HSS.

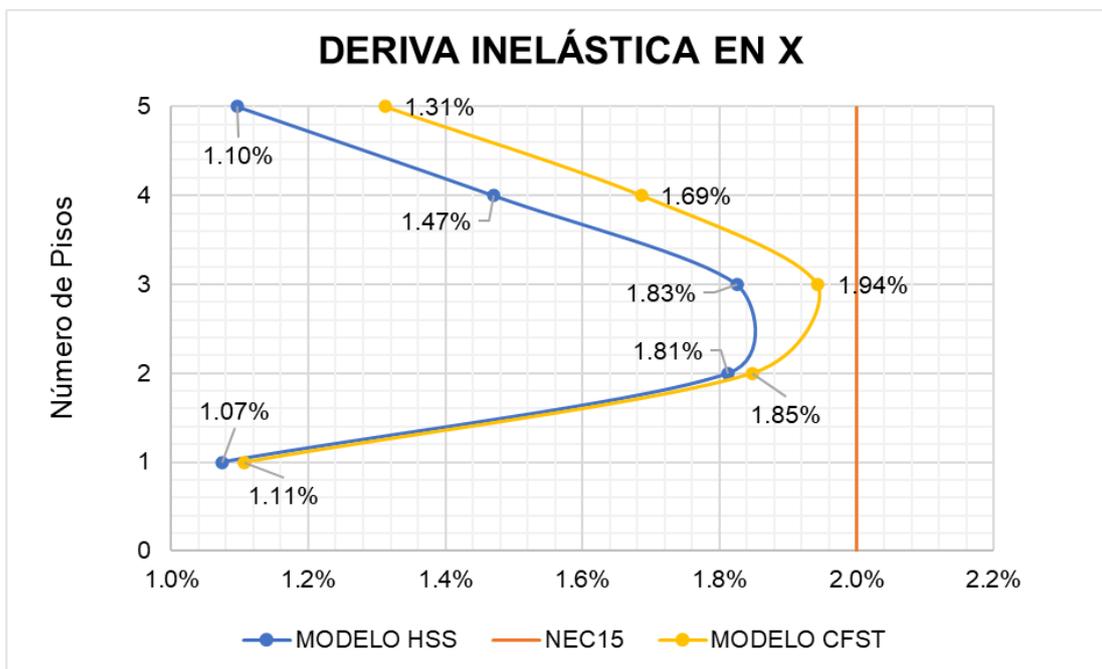


Figura 78. Deriva Inelástica en X
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

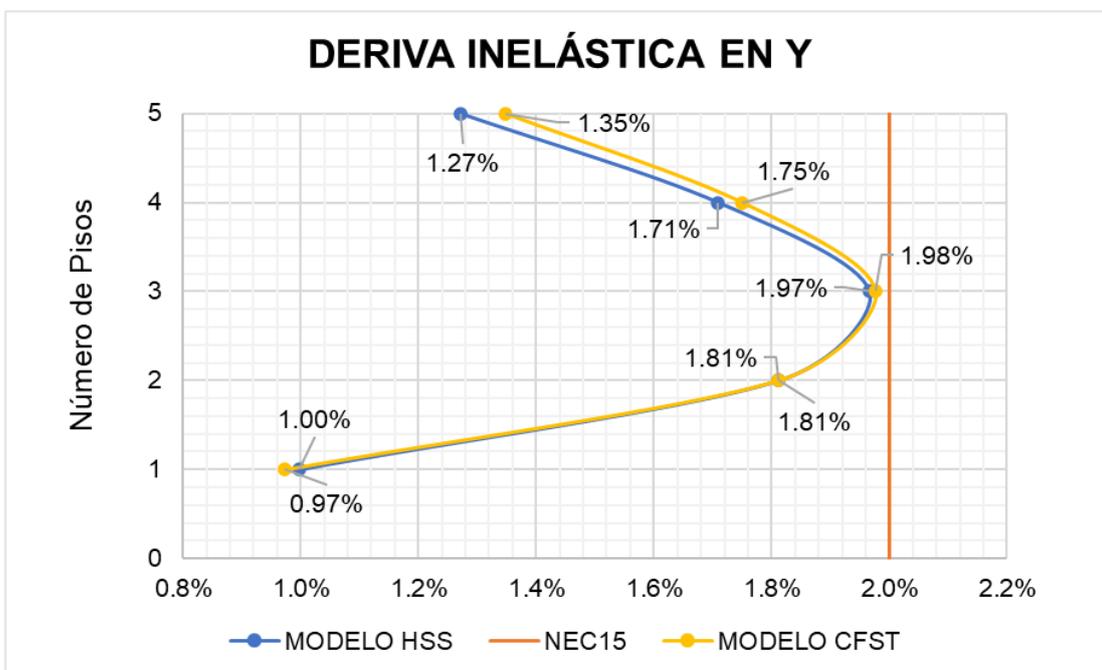


Figura 79. Deriva Inelástica en Y
Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

Como se observa las derivas obtenidas para las dos alternativas están dentro del límite estipulado en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15”, como se esperaba, la estructura con columnas CFST presenta mayores derivas debido a que las fuerzas laterales que soporta son más grandes.

6.2.5 PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

En la Tabla 101., se indica la diferencia entre el peso propio de las estructuras, que servirá como criterio de comparación para el análisis económico.

Tabla 101. *Peso propio de la estructura*

PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	
Modelo 1 - CFST	Modelo 4 - HSS
543.11 Ton	446.02 Ton
Diferencia	97.09 Ton

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

El modelo con columnas de acero huecas presenta una reducción de aproximadamente 97 toneladas con respecto al modelo con columnas de acero rellenas de hormigón, lo cual representa una alternativa más eficiente debido a que, soporta las fuerzas sísmicas con menor cantidad de material, no obstante, para este modelo se consideraron secciones de mayor espesor, con poca disponibilidad en el mercado nacional, además, se debe tener en cuenta la cantidad de soldadura necesaria que depende del espesor del perfil y que afecta directamente el costo total de la estructura.

6.2.6 PRESUPUESTOS

En la siguiente tabla se compara el costo entre las columnas CFST del Modelo 1 y columnas HSS del Modelo 4, obteniendo una reducción del 13.19% del costo para el modelo con columnas CFST frente al modelo con columnas HSS, que equivale a un ahorro de \$25,000 aproximadamente.

Tabla 102. *Comparación Económica*

DIFERENCIA DE PRECIO CFST VS HSS	
MODELO 1 - CFST	MODELO 4 - HSS
\$163,615.74	\$188,466.19
Diferencia	
\$24,850.45	

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

6.2.6.1 Costo de Material

La Figura 80. muestra el costo de acero y hormigón utilizado para las columnas CFST del Modelo 1 y el costo de acero para las columnas HSS del Modelo 4.

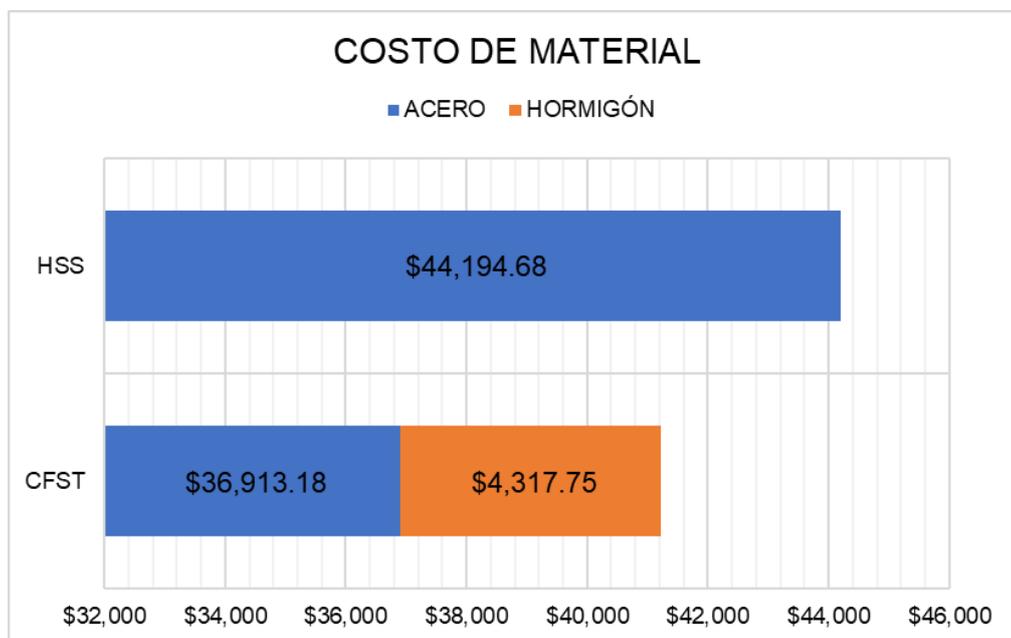


Figura 80. Comparación Costo de Material

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

En el Modelo 1 el uso de hormigón como relleno de las columnas de acero permite la reducción de espesores lo que significa un 16.48% de acero menos, que se traduce en un ahorro de \$7,281.50 respecto al Modelo 4, sin embargo, también se debe considerar el costo del hormigón de relleno valorado en \$4,317.75, obteniendo un ahorro neto de \$2,963.75 en material, sin considerar costos de mano de obra y equipos.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Se presenta un cuadro comparativo con los resultados obtenidos para cada modelo analizado, además, debido a que uno de los objetivos de este trabajo es evaluar el aporte de las columnas compuestas, se compara un elemento sometido a las mismas sollicitaciones de carga en cada estructura.

Tabla 103. Matriz de Resultados

	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
COLUMNAS RECTANGULARES DE ACERO				
Tipo	Rellenas de Hormigón	Rellenas de Hormigón	Huecas	Huecas
Dimensiones [mm]	350x450x10	350x450x10	350x450x10	400x450x12
Capacidad a Compresión [Ton]	472.08		239.95	
RESULTADOS				
Número de pisos	5	6	5	5
Comportamiento Estructural	No presenta Torsión	No presenta Torsión	No presenta Torsión	No presenta Torsión
Conexión Viga - Columna	Cumple		No Cumple	Cumple
Peso Propio (Ton)	543.11			446.02
Cortante Basal (Ton)	107.90	115.50	98.40	98.90
Deriva Inelástica Máxima	1.98%	2.55%	2.22%	1.97%
Costo Material	Acero	\$ 36,913.18		\$ 44,194.68
	Hormigón	\$ 4,317.75		
Presupuesto	\$ 163,615.74			\$ 188,466.19

Elaborado por: Byron Chango y Karla Ruiz

- Como se observa para el Modelo 1 y Modelo 3, la presencia del hormigón en las columnas aumenta el peso total de una estructura en consecuencia su cortante basal aumenta, obteniendo fuerzas sísmicas laterales mayores, sin embargo, la presencia de este material en las columnas también aporta mayor capacidad a la estructura para soportar dichas fuerzas obteniendo menores desplazamientos.
- Con la ayuda del programa computacional se obtuvieron los desplazamientos y derivas para cada modelo propuesto, determinando que el modelo con columnas CFST (Modelo 1) cumplió con el límite de derivas

establecido en la NEC15, mientras que el modelo de las mismas dimensiones con columnas HSS (Modelo 3) no cumplió con dicho límite, demostrando el aumento de rigidez lateral en uno de los sistemas estructurales debido a la presencia del núcleo de hormigón en las columnas.

- En base al predimensionamiento de conexión viga-columna realizado a través de la norma AISC341-16 que considera las propiedades modificadas para elementos compuestos, se evidenció que el hormigón aumenta la capacidad de la columna cumpliendo la condición columna fuerte - viga débil, mientras que, para las columnas sin núcleo de hormigón de las mismas dimensiones no se cumplió esta condición, como se muestra en la Tabla 103. Esto también se evidencia a través de los radios de capacidad obtenidos mediante el software donde las columnas HSS presentaron una menor capacidad frente a la demanda requerida.
- Las columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón, presentaron un rango de incremento de 178% a 245% de su capacidad de carga a compresión, en comparación con las columnas de secciones rectangulares de acero huecas de las mismas dimensiones, de acuerdo a la base teórica investigada, esto puede atribuirse al confinamiento que brinda el acero al hormigón.
- Para columnas rectangulares de acero huecas que cumplan con la capacidad de carga a compresión, conexión viga-columna y desplazamientos requeridos, se precisa perfiles de espesores mayores compensando así la ausencia del hormigón en estas, esto se evidencia en las secciones obtenidas para el Modelo 4.
- El comportamiento estructural de los modelos con columnas rectangulares rellenas de hormigón es similar al de los modelos con columnas rectangulares de acero huecas, debido a que presentan una misma distribución de elementos estructurales, evidenciando, también que la presencia del núcleo de hormigón en las columnas no altera el comportamiento de una estructura, verificando lo expuesto en el marco

teórico que afirma que, no existen diferencias significativas en las características de vibración entre este tipo de estructuras.

- En base a la Matriz de Resultados presentada, se concluye que se puede obtener una estructura con columnas rectangulares de acero huecas que cumpla con los requerimientos de la normativa, y que resulte más liviana que una estructura con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón, por lo que, un punto determinante para elegir la mejor alternativa es su costo.
- En base al análisis económico realizado para cada estructura, se obtuvo que, el Modelo 1 con columnas CFST presenta una reducción del 13.22% del costo total del Modelo 4 con columnas HSS equivalente a \$24,915.61, esta diferencia se debe al aumento de espesores en los perfiles de acero y la cantidad de soldadura necesaria para conformar las columnas.
- La estructura con columnas CFST (Modelo 1) presentó 16.47% menos peso de acero que la estructura con columnas HSS (Modelo 4), esto representa un ahorro de \$7,281.50, sin embargo, también se debe considerar el costo del hormigón valorado en \$4,317.75, obteniendo un ahorro total de \$2,963.75, concluyendo que, el costo de una columna CFST por unidad de resistencia es menor que una columna HSS, debido a que el costo del hormigón es menor al del acero.
- En una estructura metálica de 5 pisos conformada por pórticos resistentes a momento, con columnas CFST con un entrepiso de 3.15 m y una distribución de elementos que permita que su centro de masas y rigideces coincidan de tal manera que no exista efectos de torsión, la estructura cumple con las normativas correspondientes. Sin embargo, para un mayor número de pisos (Modelo 2), se determinó que las secciones para columnas obtenidas están sobredimensionadas encareciendo su costo.

7.2 RECOMENDACIONES

- Es recomendable realizar una adecuada distribución de elementos, con la finalidad de que el centro de masas de la edificación coincida con su centro de rigideces, minimizando así los efectos de torsión y garantizando un buen comportamiento estructural.
- Resulta imperante realizar un predimensionamiento de los elementos estructurales, para obtener datos aproximados que puedan ser comparados con los resultados conseguidos a través de un software computacional.
- Para edificios de estructura metálica con sistema estructural con pórticos resistentes a momento de seis pisos o más que posean características similares a las del modelo analizado, se recomienda optar por otras alternativas que aporten rigidez a la estructura como muros estructurales o arriostramientos.
- Se recomienda que para estructuras metálicas con elementos conformados con perfiles estructurales cuyos espesores se encuentren entre 8, 10, 12 o más milímetros, se incluya el costo de soldadura, ya que puede influir significativamente en el costo total de la estructura, como se muestra en la Tabla 103.
- Se sugiere contrastar el comportamiento estructural de cada una de las alternativas, si éste representa las mismas ventajas, un aspecto determinante para elegir la mejor alternativa es realizar un análisis económico.
- Se recomienda que para llevar a cabo un Análisis de Precios Unitarios se cuente con el apoyo de un profesional con experiencia y conocimientos en los procesos y costos de la construcción.
- Considerando que no existe una normativa nacional que involucre el diseño de elementos compuestos, se recomienda evaluar el nivel de incertidumbre que puede existir debido al uso de normas internacionales y a la calidad del material utilizado, tomando en cuenta las propiedades del material disponible en el mercado nacional.

BIBLIOGRAFÍA

- Albaine, J. M. (2012). *Design of Fully Restrained Moment Connections per AISC LRFD 3rd Edition (2001). 154(2001).*
- Albán, F. (2015). *PRESUPUESTOS DE CONSTRUCCIÓN Y REAJUSTE DE PRECIOS* (Á. Mendieta & P. Mendieta (eds.); Primera, Vol. 1). Editorial Mendieta.
- American Society of Civil Engineers. (2016). ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. In *ANSI/ASCE Standard (Issue 7 98).*
- ANSI/AISC 341. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341-16. *American Institute of Steel Construction.*
- ANSI/AISC-358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,ANSI/AISC-358-16. 2016(1).*
- ANSI/AISC 360. (2016). Specifications for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-16. *American Institute of Steel Construction.*
- Burgos, M., & Piqué del Pozo, J. (2005). *Diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporadas a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño.*
- Cardona, A., Nigro, N., Sonzogni, V., & Storti, M. (2006). Fluencia basica del hormigon, factores que intervienen –estado del arte y modelos de prediccion en el rango no lineal. *Asociación Argentina de Mecánica Computacional, XXV, 315–328.*
- Cereno de Freitas, D. G. M. (2005). *Modelos Numéricos para Análise de Elementos Estruturais Mistos.*
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero 5ta edición-2018.* www.alacero.org
- Del campo, I. (2013). *Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas de sección I con columna rectangular HSS.*
- Dr. D. R. Panchal, D. D. R. P. (2012). Evelopment of Program and Parametric Study of Various Composite Columns. *International Journal of Scientific Research, 3(8), 97–99.* <https://doi.org/10.15373/22778179/august2014/30>
- Fadden, M. F. (2013). *Cyclic Bending Behavior of Hollow Structural Sections and their Application in Seismic Moment Frame Systems.*
- Furlong, R. W. (1967). Strength of Steel-Encased Concrete Beams Columns. *Journal of the Structural Division, 93(5), 113–124.*

- Gallegos, C. (2017). *Estudio de las conexiones soldadas de columnas compuestas RCFT con vigas metálicas tipo I comúnmente usadas en Ecuador*.
- Gourley, B. C., Cenk, T., Denavit, M. D., Schiller, P. H., & Hajjar, J. F. (2008). A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Members, Connections, and Frames. *Report No. NSEL-008, April*.
- Han, L., Li, W., & Bjorhovde, R. (2014). Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. *JCSR*, 100, 211–228. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.016>
- Han, L., Yang, Y., & Xu, L. (2003). *An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns*. 59, 427–452. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(02\)00041-X](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00041-X)
- Hernández-Figueirido, D. (2012). *Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variables*. Ph.D. Thesis. <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/14724>
- Hibbeler, R. C. (2011). *Mecánica de Materiales 8va. Edición*.
- Idiart, A. E. (2008). *Análisis numérico de la retracción por secado en muestras de hormigón*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Lawrence, J. C. (2016). *Steel Frame Architecture versus the London Building Regulations: Selfridges, the Ritz, and American Technology*. 6(1990), 23–46.
- Liew, R., & Ming Xiang, X. (2015). Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials to Eurocode 4. In *Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials to Eurocode 4* (Issue January 2015). <https://doi.org/10.3850/978-981-09-3267-1>
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. 736. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2006). *CONCRETE-Microstructure, Properties and Materials, 3rd. Edition* (3rd.). <https://doi.org/10.1036/0071462899>
- Moreno, R., Bairán, J., & Huaman, V. (2011). *Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de media altura*. February 2014.
- Nakashima, M., Kurata, M., & Suita, K. (1998). *Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake*. 0296(97), 271–281.
- Nasery, M. M., Husem, M., & Nasery, M. E. (2017). *Investigating the Seismic Performance of the Structures with Steel, Concrete and Composite Columns*.

1960, 334–343.

NEC-SE-AC. (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero*.

NEC-SE-DS. (2015). Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente 1. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.

<http://www.indeci.gob.pe/proyecto58530/objetos/archivos/20110606102841.pdf>
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf>
 (in spanish)

Nilson, A. H., & Winter, G. (2002). *PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN* (E. Reverté (ed.)).

Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). *Seismic Hazard Assessment for Ecuador and Design Spectra Proposed for the city of Cuenca*.

Ramirez, J. L. (1997). *Aspectos Técnicos en la Evolución de la Construcción Metálica en los últimos cien años*. 1990, 77–84.

Riddell, R., & Hidalgo, P. (2018). *Diseño Estructural*.

Romero, M. L., Espinós, A., Lapuebla-ferri, A., Albero, V., & Hospitaler, A. (2020). Recent developments and fire design provisions for CFST columns and slim-floor beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 172, 106159. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106159>

Rowe, R., & Jeffus, L. (2008). *MANUAL DE SOLDADURA GMAW (MIG-MAG)* (PARANINFO (ed.)).

Sun, M., & Packer, J. A. (2014). Direct-formed and continuous-formed rectangular hollow sections — Comparison of static properties. *JCSR*, 92, 67–78. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.09.013>

Trogia, G. (2010). *Estructuras Metálicas Proyecto por estados límites* (Séptima).

Twilt, L., Hass, R., Klingsch, W., Edwards, M., & Dutta, D. (1996). *Guía de Diseño para Columnas de Perfiles Tubulares Estructurales Sometidas a Fuego*.

Uchikoshi, M., Hayashi, Y., & Morino, S. (2000). *Merits of CFT Column System : Results of Trial Design of Theme Structures*. 1.

Zhao, X.-L., Han, L.-H., & Lu, H. (2010). *Concrete-filled Tubular Members and Connections* (1st ed.). Oxon: Spon Press.

ANEXOS
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS				1 DE 4		
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL						
PROYECTO:						
ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN.						
CODIGO:	C1			UNIDAD:	Kg	
RUBRO:	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 8mm					
DETALLE:					Rendimiento:	0,09 (h/kg)
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = AxB	R	D = C xR	
Herramienta menor (5% MD)					0,06	
Amoladora eléctrica	1,00	0,13	0,13	0,09	0,01	
Soldadora eléctrica 350 a	1,00	0,56	0,56	0,09	0,05	
Grúa móvil	1,00	25,00	25,00	0,01	0,25	
Equipo Oxicorte	1,00	0,63	0,63	0,09	0,06	
SUBTOTAL M					0,43	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = AxB	R	D = C xR	
Maestro soldador especializado (ESTR. OC. C1)	1,00	7,00	7,00	0,09	0,63	
Ayudante de soldador	1,00	6,20	6,20	0,09	0,56	
Maestro mayor (ESTRUC. OCUP. C1)	0,10	5,80	0,58	0,09	0,05	
Operadores Equipo Pesado (ESTRUC. OCUP. C1 G1)	1,00	4,75	4,75	0,01	0,05	
SUBTOTAL N					1,29	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = AxB		
Anticorrosivo Azarcón	4000cc	0,01	22,00	0,22		
Thinner comercial (diluyente técnico para pintura)	4000cc	0,01	15,00	0,15		
Disco de corte	u	0,01	1,65	0,02		
Acero en perfil	kg	1,00	1,07	1,07		
Electrodo E71T-11-1.2mm Auto protegido	kg	0,05	2,66	0,13		
SUBTOTAL O					1,59	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = AxB		
SUBTOTAL P					0,00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,31	
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					0,66	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,98	
VALOR OFERTADO					3,98	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS				2 DE 4		
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL						
PROYECTO: ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN.						
CODIGO:	C2			UNIDAD:	Kg	
RUBRO:	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 10mm					
DETALLE:					Rendimiento:	0.09 (h/kg)
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor (5% MO)					0.06	
Amoladora eléctrica	1.00	0.13	0.13	0.09	0.01	
Soldadora electrica 350 a	1.00	0.56	0.56	0.09	0.05	
Grúa móvil	1.00	25.00	25.00	0.01	0.25	
Equipo Oxicorte	1.00	0.63	0.63	0.09	0.06	
SUBTOTAL M					0.43	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Maestro soldador especializado (ESTR. OC. C1)	1.00	7.00	7.00	0.09	0.63	
Ayudante de soldador	1.00	6.20	6.20	0.09	0.56	
Maestro mayor (ESTRUC. OCUP. C1)	0.10	5.80	0.58	0.09	0.05	
Operadores Equipo Pesado (ESTRUC. OCUP. C1 G1)	1.00	4.75	4.75	0.01	0.05	
SUBTOTAL N					1.29	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Anticorrosivo Azarcón	4000cc	0.01	22.00	0.22		
Thinner comercial (diluyente tecni thiifer laca)	4000cc	0.01	15.00	0.15		
Disco de corte	u	0.01	1.65	0.02		
Acero en perfil	kg	1.00	1.07	1.07		
Electrodo E71T-11-1.2mm Autoprotegido	kg	0.07	2.66	0.19		
SUBTOTAL O					1.65	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.37	
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					0.67	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.05	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					4.05	
VALOR OFERTADO					4.05	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS			3 DE 4			
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL						
PROYECTO: ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN.						
CODIGO:	C3			UNIDAD:	Kg	
RUBRO:	Acero estructural, A-36. incluye montaje, e= 12mm					
DETALLE:					Rendimiento:	0,09 (h/kg)
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor (5% MD)					0,08	
Amoladora eléctrica	1,00	0,13	0,13	0,09	0,01	
Soldadora electrica 350 a	1,00	0,58	0,58	0,09	0,05	
Grua móvil	1,00	25,00	25,00	0,01	0,25	
Equipo Oxicorte	1,00	0,63	0,63	0,09	0,06	
SUBTOTAL M					0,43	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Maestro soldador especializado (ESTR. OC. C1)	1,00	7,00	7,00	0,09	0,63	
Ayudante de soldador	1,00	6,20	6,20	0,09	0,58	
Maestro mayor (ESTRUC. OCUP. C1)	0,10	5,80	0,58	0,09	0,05	
Operadores Equipo Pesado (ESTRUC. OCUP. C1 G1)	1,00	4,75	4,75	0,01	0,05	
SUBTOTAL N					1,29	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Anticorrosivo Azarcón	4000cc	0,01	22,00	0,22		
Thinner comercial (diluyente tecni thiñer laca)	4000cc	0,01	15,00	0,15		
Disco de corte	u	0,01	1,85	0,02		
Acero en perfil	kg	1,00	1,07	1,07		
Electrodo E7 1T-11-1.2mm Auto protegido	kg	0,10	2,88	0,28		
SUBTOTAL O					1,72	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
SUBTOTAL P					0,00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,44	
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					0,69	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4,13	
VALOR OFERTADO					4,13	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS				4 DE 4		
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL						
PROYECTO: ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN.						
CODIGO:	C4	UNIDAD:	m ²			
RUBRO:	Hormigón simple columnas f _c =210Kg/cm ² (Premezclado)					
DETALLE:					Rendimiento:	1.00 (h/m ³)
<u>EQUIPOS</u>						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor (5% MO)					1.69	
Vibrador de manguera	1.00	4.06	4.06	1.00	4.06	
SUBTOTAL M					5.75	
<u>MANO DE OBRA</u>						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Maestro Mayor (ESTRUC. OCUP. C1)	1.00	5.80	5.80	1.00	5.80	
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	4.00	4.80	19.20	1.00	19.20	
Albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	5.30	10.60	1.00	10.60	
Operador de Equipo Liviano (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	4.01	4.01	1.00	4.01	
SUBTOTAL N					33.81	
<u>MATERIALES</u>						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Hormigón Premezclado f _c =210kg/cm ²	m ³	1.00	95.00	95.00		
SUBTOTAL O					95.00	
<u>TRANSPORTE</u>						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
	-		-	-		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					134.56	
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					26.91	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					161.47	
VALOR OFERTADO					161.47	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN MA