



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN  
DEL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: MEDINA POZO, DIANA CAROLINA**

**TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO  
DE ESTRUCTURAS DE ACERO MODULARES  
PARA CENTROS COMERCIALES**

**DIRECTOR: ING. CAIZA SÁNCHEZ, PABLO PhD.  
CODIRECTOR: ING. PEÑAHERRERA, ESTUARDO**

**SANGOLQUÍ, MAYO de 2014**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por la Srta. DIANA CAROLINA MEDINA POZO como requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERA CIVIL

Sangolquí, Mayo de 2014

---

ING. PABLO CAIZA PhD.  
DIRECTOR DE TESIS

---

ING. ESTUARDO PEÑAHERRERA  
CODIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR

---

ING. PABLO CAIZA PhD.  
DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

**DIANA CAROLINA MEDINA POZO**

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MODULARES PARA CENTROS COMERCIALES”, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención parcial a la obtención del título de Ingeniera Civil.

Sangolquí, Mayo de 2014

---

**DIANA CAROLINA MEDINA POZO**

## **AUTORIZACIÓN**

**Yo, DIANA CAROLINA MEDINA POZO**

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo “ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MODULARES PARA CENTROS COMERCIALES”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Mayo de 2014

---

**DIANA CAROLINA MEDINA POZO**

## **DEDICATORIA**

Todo mi esfuerzo va dedicado a mi familia, en especial a mis padres Carlos Medina y Fanny Pozo, quienes siempre me han brindado su ayuda incondicional y me han guiado a lo largo de todas las etapas de mi vida siendo mi apoyo y ejemplo, por sus sabios consejos y por sembrar en mí, los valores que se necesitan para triunfar en la vida.

A mi hermana Michell, por acompañarme en los buenos y malos momentos, por darme su apoyo y cariño y a toda mi familia entera por creer en mí y por darme la confianza necesaria para alcanzar mis convicciones y victorias.

A mis amigos y compañeros, quienes han compartido conmigo sus experiencias y conocimientos durante estos 5 años, los cuales han hecho de esta experiencia una de las más especiales.

**Diana Carolina Medina Pozo**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradesco a Dios por darme la oportunidad de alcanzar esta meta académica, por ser quien ha bendecido y a guiado cada uno de mis pasos, pues con él todo es posible y me ha permitido ascender un peldaño más en mi carrera académica.

Quiero agradecer a mis padres por darme la educación, gracias a ellos he podido culminar esta etapa estudiantil, gracias por creer en mí y por estar a mi lado alentándome y brindándome su cariño y apoyo incondicional.

A cada uno de mis profesores, quienes han compartido sus conocimientos profesionales, en especial quiero agradecer al Dr. Pablo Caiza y al Ing. Estuardo Peñaherrera, quienes me han brindado todo su apoyo y han compartido conmigo sus conocimientos y experiencias a lo largo del desarrollo de este proyecto.

A mis amigos quiero agradecerles por darme la oportunidad de formar parte de sus vidas, con ellos he vivido gratas experiencias, que quedaran grabadas en mi mente para siempre.

**Diana Carolina Medina Pozo**

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CERTIFICACIÓN.....</b>	<b>I</b>
<b>DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD .....</b>	<b>II</b>
<b>AUTORIZACIÓN.....</b>	<b>III</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>IV</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDOS .....</b>	<b>VI</b>
<b>LISTADO DE TABLAS .....</b>	<b>XI</b>
<b>LISTADO DE FIGURAS .....</b>	<b>XV</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>XXI</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>XXII</b>
<b>CAPÍTULO I      INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1      IMPORTANCIA DEL ESTUDIO .....	1
1.1.1      Estructuras Modulares .....	2
1.1.2      Estructuras de Acero.....	3
1.2      DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN DE CENTROS COMERCIALES.....	3
1.2.1      Centros comerciales en el Ecuador.....	5
<b>CAPÍTULO II      ANÁLISIS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES .....</b>	<b>8</b>

2.1	CONFIGURACIÓN DE MÓDULOS BASE.....	8
2.1.1	Configuración en planta.....	8
2.1.2	Configuración en elevación.....	10
2.2	MATERIALES Y SECCIONES.....	11
2.2.1	Acero Estructural.....	11
2.2.2	Acero A 36.....	41
2.2.3	Sistema de entrepiso.....	42
2.2.4	Secciones.....	43
2.3	ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES.....	45
2.3.1	Carga Muerta o Permanentes.....	45
2.3.2	Carga Viva o Sobrecarga de Uso.....	47
2.4	ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	49
2.4.1	Código a utilizar.....	49
2.4.2	Cortante Basal.....	49
2.4.3	Parámetros para el Análisis Estático Equivalente.....	55
2.4.4	Combinación de Cargas.....	56
2.4.5	Modelación estática.....	58
2.5	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	60
2.5.1	Espectro elástico de respuesta.....	60
2.5.2	Modos de vibración.....	61
2.5.3	Número de modos.....	62
2.5.4	Combinación de modos.....	62
2.5.5	Modelación dinámica.....	63
2.6	ANÁLISIS PASO A PASO EN EL TIEMPO.....	65



2.6.1	Registros acelerográficos .....	65
2.6.2	Escalamiento de Espectros .....	69
2.6.3	Análisis lineal paso a paso en el tiempo .....	71
2.6.4	Análisis no lineal paso a paso en el tiempo .....	79

### **CAPÍTULO III      DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....87**

3.1	DISEÑO DE PÓRTICOS (VIGAS Y COLUMNAS) .....	87
3.1.1	Derivas de piso .....	88
3.1.2	Pórticos especiales a momento.....	90
3.2	DISEÑO - PRIMER MÓDULO .....	94
3.2.1	Problemas y soluciones de diseño .....	94
3.2.2	Secciones de diseño .....	104
3.2.3	Control de derivas de piso.....	107
3.2.4	Flexibilidad de la estructura .....	109
3.2.5	Modos de vibración .....	109
3.3	DISEÑO - SEGUNDO MÓDULO.....	110
3.3.1	Secciones de diseño .....	110
3.3.2	Control de derivas de piso.....	114
3.3.3	Flexibilidad de la estructura .....	115
3.3.4	Modos de vibración .....	115
3.4	DISEÑO – TERCER MÓDULO.....	117
3.4.1	Secciones de diseño .....	118
3.4.2	Control de derivas de piso.....	123
3.4.3	Flexibilidad de la estructura .....	125

3.4.4	Modos de vibración .....	125
3.5	DISEÑO - CUARTO MÓDULO.....	126
3.5.1	Secciones de diseño .....	127
3.5.2	Control de derivas de piso.....	132
3.5.3	Flexibilidad de la estructura .....	133
3.5.4	Modos de vibración .....	133
3.6	DISEÑO DE CONEXIONES .....	134
3.6.1	Tipo de Conexión .....	136
3.6.2	Conexión Viga - Viga.....	136
3.6.3	Conexión Viga – Columna.....	158
3.6.4	Placa base .....	173
3.7	DISEÑO DE CIMENTACIÓN .....	185
3.7.1	Vigas de cimentación.....	186
3.7.2	Ejemplo de aplicación.....	190
3.7.3	Modelación en ETABS .....	191
3.7.4	Análisis de Resultados .....	196

## **CAPÍTULO IV      COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS MÓDULOS PARA CENTROS COMERCIALES.....205**

3.8	COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE UN MODELO CON Y SIN ARRIOSTRAMIENTOS.....	205
3.8.1	Módulo 2.....	205
3.8.2	Comparación de resultados .....	207

**CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....223**

3.9 CONCLUSIONES .....223

3.10 RECOMENDACIONES .....227

3.11 SUGERENCIAS DE INVESTIGACIÓN .....228

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....229****ANEXOS ;ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.**

3.12 ANEXO 1 ..... ;ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

3.13 ANEXO 2 .....236

3.14 ANEXO 3 .....242

3.15 ANEXO 4 .....245

## LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Funciones de potencia, Ramberg-Osgood, y Menegotto-Pinto .....	31
Tabla 2. Propiedades Geométricas perfiles tipo I.....	44
Tabla 3. Carga permanente – Bloque Regular.....	46
Tabla 4. Carga permanente – Bloque Irregular .....	46
Tabla 5. Carga permanente - Planta de cubierta.....	46
Tabla 6. Relación de amplificación espectral ( $\eta$ ) .....	51
Tabla 7. Factores de sitio suelos B, C y D .....	52
Tabla 8. Factores para cortante basal modelo regular .....	52
Tabla 9. Irregularidad en planta.....	53
Tabla 10. Periodos de Vibración y Carga Reactiva .....	55
Tabla 11. Aceleración Espectral y Cortante Basal .....	55
Tabla 12. Características del acero A36.....	58
Tabla 13. Registros acelerográficos utilizados .....	66
Tabla 14. Factor de escalamiento .....	69
Tabla 15. Desplazamientos máximos .....	75
Tabla 16. Fuerza basal máxima .....	79
Tabla 17. Valores de $\Delta m$ máximos .....	89
Tabla 18. Secciones sísmicamente compactas .....	95
Tabla 19. Ejemplo Momento plástico columnas .....	99
Tabla 20. Ejemplo - Momento plástico vigas.....	99
Tabla 21. Relación máxima y mínima de momentos plásticos .....	99
Tabla 22. Parámetros estructura con arriostramientos .....	104

Tabla 23. Secciones volados N+6.00 – Primer Módulo .....	105
Tabla 24. Perfiles en volados N+12.00 – Primer Módulo .....	106
Tabla 25. Perfiles de columnas – Primer Módulo .....	107
Tabla 26. Desplazamientos laterales pórtico 7 – Primer Módulo .....	108
Tabla 27. Derivas de piso pórtico 7 – Primer Módulo.....	108
Tabla 28. Partición Modal – Primer Módulo .....	109
Tabla 29. Periodos y Frecuencias – Primer Módulo.....	110
Tabla 30. Secciones volados N+6.00 – Segundo Módulo .....	111
Tabla 31. Perfiles en volados N+24.00 – Segundo Módulo.....	112
Tabla 32. Perfiles de columnas – Segundo Módulo .....	113
Tabla 33. Perfiles de arriostramientos – Segundo Módulo .....	114
Tabla 34. Desplazamientos laterales pórtico 7 – Segundo Módulo.....	114
Tabla 35. Derivas de piso pórtico 7 – Segundo Módulo.....	115
Tabla 36. Partición Modal – Segundo Módulo .....	116
Tabla 37. Periodos y Frecuencias – Segundo Módulo.....	116
Tabla 38. Perfiles vigas (1) N+6.00 – Tercer Módulo .....	118
Tabla 39. Perfiles vigas (2) N+6.00 – Tercer Módulo .....	119
Tabla 40. Perfiles vigas (1) N+12.00 – Tercer Módulo .....	120
Tabla 41. Perfiles vigas (2) N+12.00 – Tercer Módulo .....	121
Tabla 42. Perfiles de Columnas – Tercer Módulo.....	122
Tabla 43. Perfiles arriostramientos – Tercer Módulo .....	123
Tabla 44. Desplazamientos laterales pórtico 17 – Tercer Módulo .....	124
Tabla 45. Derivas de piso pórtico 17 – Tercer Módulo .....	124
Tabla 46. Partición Modal – Tercer Módulo .....	125

Tabla 47. Periodos y Frecuencias – Tercer Módulo .....	126
Tabla 48. Perfiles vigas (1) N+6.00 – Cuarto Módulo .....	127
Tabla 49. Perfiles vigas N+6.00 pórtico D – Cuarto Módulo .....	129
Tabla 50. Perfil vigas CE N+24.00 – Cuarto Módulo .....	129
Tabla 51. Perfiles de columnas – Cuarto Módulo .....	131
Tabla 52. Perfiles de arriostramientos verticales – Cuarto Módulo .....	131
Tabla 53. Desplazamientos laterales pórtico 17 – Cuarto Módulo.....	132
Tabla 54. Derivas de piso – Cuarto Módulo .....	132
Tabla 55. Partición Modal – Cuarto Módulo .....	133
Tabla 56. Periodos y Frecuencias – Cuarto Módulo.....	134
Tabla 57. Recomendaciones NEC11 – Diseño de conexiones.....	135
Tabla 58. Tensión de Corte Nominal de los Tornillos.....	139
Tabla 59. Dimensiones de Perno y Agujero estándar .....	140
Tabla 60. Tamaño mínimo de la Soldadura de Filete .....	143
Tabla 61. Sección de vigas (cm).....	146
Tabla 62. Sección de vigas (in) .....	147
Tabla 63. Dimensionamiento de tornillos .....	148
Tabla 64. Dimensión tornillo comercial .....	149
Tabla 65. Dimensionamiento de placa .....	149
Tabla 66. Tamaño de la soldadura .....	150
Tabla 67. Límites de la soldadura.....	150
Tabla 68. Límites de la soldadura y valor final .....	151
Tabla 69. Sección de viga y columna (cm) .....	160
Tabla 70. Sección de viga y columna (in).....	160

Tabla 71. Resistencia de la viga a flexión.....	162
Tabla 72. Dimensionamiento de tornillos .....	162
Tabla 73. Dimensionamiento placa de corte .....	163
Tabla 74. Dimensionamiento soldadura.....	163
Tabla 75. Capacidad de aplastamiento de alma.....	164
Tabla 76. Capacidad de aplastamiento de la placa de corte.....	165
Tabla 77. Resistencia de bloque por cizallamiento en la placa .....	166
Tabla 78. Tornillos - Conexión Viga- Columna.....	172
Tabla 79. Placa de corte - Conexión Viga- Columna .....	172
Tabla 80. Soldadura - Conexión Viga- Columna .....	172
Tabla 81. Sección de diseño - Placa Base .....	185
Tabla 82. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L (NEC-11) .....	189
Tabla 83. Carga Axial de columnas.....	198
Tabla 84. Asentamientos de la Estructura.....	204
Tabla 85. Perfil columnas – Estructura sin arriostramiento.....	208
Tabla 86. Desplazamientos laterales – Estructura sin arriostramiento .....	215
Tabla 87. Derivas de piso - Estructura sin arriostramientos .....	216
Tabla 88. Periodos de vibración .....	217
Tabla 89. Periodos de vibración .....	222

## LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Primera configuración estructural en planta.....	9
Figura 2. Segunda configuración estructural en planta.....	10
Figura 3. Curva esfuerzo-deformación para algunos tipos de acero estructurales comerciales a temperatura ambiente. ....	12
Figura 4. Representación Esquemática de la Curva Esfuerzo- Deformación del Acero Estructural. ....	13
Figura 5. Efecto de la temperatura en (a) resistencia a la fluencia, .....	17
Figura 6. Ejemplos de (a) Resistencia a la fluencia y a la Tensión y (b) Curvas esfuerzo-deformación a diferentes temperaturas. ....	18
Figura 7. Esfuerzo a la fluencia como una función de la velocidad de deformación y temperatura para algunos aceros estructurales .....	19
Figura 8. Relaciones Esfuerzo-Deformación Cíclicas del Acero Estructural .....	22
Figura 9. Fatiga de Bajo Ciclo de formas estructurales. ....	24
Figura 10. Amplitud de deformación vs número de inversión de cargas hasta la falla.....	25
Figura 11 Procedimiento de conteo Rainflow. ....	26
Figura 12. Algunos modelos de materiales cíclicos para acero estructural: .....	29
Figura 13. Modelos de materiales de función de potencia para acero estructural. ....	33
Figura 14. Modelo de material Ramberg-Osgood para acero estructural. ....	36
Figura 15. Modelo de material Menegotto-Pinto para el acero estructural.....	39
Figura 16. Propiedades - Acero A36 .....	42
Figura 17. Propiedades de diseño – Acero A36 .....	41



Figura 18. Sistema de entrepiso.....	43
Figura 19. Sección transversal de un perfil I.....	43
Figura 20. Distribución cargas de servicio – Planta irregular .....	48
Figura 21. Espectro sísmico elástico de aceleraciones (NEC – 11) .....	60
Figura 22. Espectro elástico de aceleraciones .....	61
Figura 23. Modos de Vibración (Sísmica, 2014).....	62
Figura 24. Espectro elástico ingresado en ETABS.....	63
Figura 25. Caso de carga para sismo con espectro .....	64
Figura 26. Acelerograma 13a .....	66
Figura 27. Acelerograma 13b.....	66
Figura 28. Acelerograma 16a .....	67
Figura 29. Acelerograma 16b.....	67
Figura 30. Acelerograma 32a .....	67
Figura 31. Acelerograma 32b.....	68
Figura 32. Espectros de respuesta de sismos seleccionados .....	68
Figura 33. Espectro escalado 13a-13b VS Espectro NEC 11 .....	70
Figura 34 Espectro escalado 16a-16b VS Espectro NEC 11 .....	70
Figura 35 Espectro escalado 32a-32b VS Espectro NEC 11 .....	71
Figura 36. Secuencia – Ingreso de registros acelerográficos .....	72
Figura 37. Ventana – Define Time History Functions.....	73
Figura 38. Ventana - Time History Function Definition – From File .....	73
Figura 39. Caso de carga – Análisis Lineal.....	74
Figura 40. Proportional Damping .....	75
Figura 41. Respuesta en el tiempo con acelerograma 13a y 13b.....	76

Figura 42. Respuesta en el tiempo con acelerograma 16a y 16b.....	76
Figura 43. Respuesta en el tiempo con acelerograma 32a y 32b.....	77
Figura 44. Respuesta en el tiempo- Fuerza basal acelerograma 13a y 13b.....	77
Figura 45. Respuesta en el tiempo- Fuerza basal acelerograma 16a y 16b.....	78
Figura 46. Respuesta en el tiempo- Fuerza basal acelerograma 32a y 32b.....	78
Figura 47. Acelerograma 13a para análisis no lineal.....	80
Figura 48. Estado de carga – Análisis no Lineal .....	81
Figura 49. Secuencia – Asignar rótulas plásticas .....	82
Figura 50. Ventana “Frame Assignment – Hinges” .....	83
Figura 51. Ventana “Auto Hinge Assignment Data” para vigas .....	83
Figura 52. Ventana “Auto Hinge Assignment Data” para columnas .....	84
Figura 53. Vigas sin arriostamientos .....	96
Figura 54. Vigas con arriostamientos .....	97
Figura 55. Ejemplo conexión viga-columna .....	98
Figura 56. Redistribución de columnas.....	102
Figura 57. Arriostamiento CHEVRON en V invertida .....	103
Figura 58. Vista en planta pórticos con diagonales .....	103
Figura 59. Modelo – Módulo 3.....	117
Figura 60. Columnas C11-C13 – Tercer Módulo.....	122
Figura 61. Diseño de Conexiones.....	134
Figura 62. Conexión viga - viga .....	137
Figura 63. Modelo Conexión Viga-Viga .....	138
Figura 64. Separación entre tornillos y distancias a bordes .....	141
Figura 65. Ejemplo Conexión viga - viga .....	147

Figura 66. Placa vertical Full .....	152
Figura 67. Placa Vertical Parcial .....	152
Figura 68. Placa horizontal.....	152
Figura 69. Parámetros de autoselección – Tipo de placa .....	153
Figura 70. Parámetros de referencia .....	153
Figura 71. Ventana “Bolt Schedule”.....	154
Figura 72. Secuencia para comprobación de conexiones .....	155
Figura 73. Resultado diseño de Conexiones .....	156
Figura 74. Ventana - Resultados de la conexión .....	156
Figura 75. Verificación del diseño.....	158
Figura 76. Conexión viga – columna.....	158
Figura 77. Modelo Conexión Viga-Columna.....	159
Figura 78. Datos conexión viga-columna .....	160
Figura 79. . Espaciamientos Conexión Viga - Columna.....	164
Figura 80. Fuerzas concentradas .....	168
Figura 81. Diseño de Conexión Viga- Columna .....	173
Figura 82. Placa Base para Columnas con Carga Axial y Cortante .....	173
Figura 83. Fuerzas de diseño para la Placa Base .....	174
Figura 84. Geometría de una Placa Base .....	175
Figura 85. Profundidad de Empotramiento .....	179
Figura 86. Ejemplo Placa base .....	181
Figura 87. Vigas de cimentación .....	186
Figura 88. Viga de cimentación tipo T invertida.....	187
Figura 89. Geometría – Viga T.....	188

Figura 90. Modelo numérico – Suelo linealmente elástico .....	188
Figura 91. Malla de cimentación .....	190
Figura 92. Sección transversal – Viga T .....	191
Figura 93. Sección viga T .....	192
Figura 94. Cambio inercia – viga de cimentación .....	193
Figura 95. Recubrimientos – viga de cimentación .....	193
Figura 96. Restricciones – Base de la columna .....	194
Figura 97. Secuencia – Definir Resorte elásticos .....	195
Figura 98. Resorte elástico .....	195
Figura 99. Secuencia – Asignar Resorte elásticos .....	196
Figura 100. Distribución del acero en la viga T .....	197
Figura 101. Armadura del Ala de la viga .....	201
Figura 102. Cuantía calculada viga BC (pórtico 8) .....	202
Figura 103. Cuantía viga BC (pórtico 8).....	202
Figura 104. Armadura Viga BC (pórtico8) .....	202
Figura 105. Armadura viga BC – Pórtico 8 .....	203
Figura 106. Módulo 2.....	205
Figura 107. Pórtico sin arriostramientos .....	206
Figura 108. Pórtico con arriostramientos .....	207
Figura 109. Pórtico 4 – Estructura sin arriostramiento .....	209
Figura 110. Sección de Vigas y Columnas .....	210
Figura 111. Unión viga – columna (1).....	210
Figura 112. Unión viga – columna (2).....	211
Figura 113. Unión viga – columna (2).....	211

Figura 114. Pórtico 5 a) Estructura sin arriostramiento b) Estructura con arriostramiento.....	214
Figura 115. Primer modo de vibración .....	219
Figura 116. Segundo modo de vibración .....	220
Figura 117. Tercer modo de vibración.....	221

## **RESUMEN**

El análisis y diseño de estructuras de acero representan uno de los principales campos de aplicación de la ingeniería, en Ecuador existe un notable incremento de construcciones elaboradas en este material y es importante utilizar las ventajas de este material en estructuras de gran magnitud como un Centro Comercial. Entonces es necesario realizar un estudio del análisis y diseño de esta edificación a base de estructura de acero y determinar condiciones óptimas que permitan lograr un nivel aceptable de confianza, en el comportamiento ante la acción de diferentes cargas estáticas y dinámicas. Para alcanzar este objetivo se realiza 3 tipos de análisis: estático, modal espectral y paso a paso en el tiempo, los cuales determinan los comportamientos de la estructura y proporcionan los datos necesarios para el diseño de la misma. El diseño de estos elementos presentan una serie de inconvenientes, derivados de las características propias de un Centro Comercial, para los cuales se busca una solución viable, dentro del diseño se considera el diseño de pórticos, conexiones y cimentaciones. Como una herramienta de ayuda para el desarrollo de la presente tesis de grado, se utiliza el programa computacional ETABS 2013,

### **Palabras claves:**

- **CENTRO COMERCIAL**
- **ACERO ESTRUCTURAL**
- **ETABS 2013**
- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
- **DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

## ABSTRACT

The analysis and design of steel structures represent one of the main application fields of engineering, in Ecuador there is a notable increase in buildings made of this material and it is important to use the advantages of this material in large-scale structures such as a shopping center. Then it is necessary to conduct a study of the analysis and design of this building based steel structure and determine optimal conditions to achieve an acceptable level of confidence in the performance under the action of different static and dynamic loads. To achieve this goal 3 types of analyzes were performed: static, modal and spectral step in time, which determine the behavior of the structure and provide the data required for the design of it. The design of these elements have a number of disadvantages arising from the characteristics of a shopping center features, which are looking for a viable solution within the design is considered the design of frames, connections and foundations. As a tool to aid in the development of this thesis, the ETABS 2013 computer program for different analysis and design procedures used.

Keywords:

- **BUSINESS CENTRE**
- **STRUCTURAL STEEL**
- **ETABS 2013**
- **STRUCTURAL ANALYSIS**
- **STRUCTURAL DESIGN**

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

### 1.1 Importancia del estudio

Ecuador vive un momento en el cual la capacidad de consumo de sus ciudadanos ha crecido. Para los analistas, el alto consumo que se registra obedece a factores como la capacidad de pago que tiene hoy en día el ecuatoriano y a sus niveles de ingresos. (COMERCIO, ElComercio.com, 2012)

Este incremento en la capacidad de consumo de los ecuatorianos ha originado una expansión de nuevos centros comerciales (en adelante CC) en el país. Los CC atraviesan su mejor momento para expandirse en Ecuador, debido a las millonarias inversiones que se han dado por seis grupos económicos del país como: Corporaciones Favorita, El Rosado, Banco Pichincha, Gerardo Ortiz, Consorcio Nobis y Grupo Quicentros. (COMERCIO, ElComercio.com, 2013). La mayoría opera en Quito, Guayaquil y Cuenca, pero el espacio parece quedar cada vez pequeño y ahora otros cantones ya cuentan con este tipo de infraestructuras. Machala, Daule, Riobamba, Manta, Ambato, Latacunga, Santo Domingo, entre otros forman parte del mapa de los ‘malls’ construidos en los últimos 4 años. (COMERCIO, ElComercio.com, 2013).

Por ejemplo a finales del 2012 se inauguraron CC, Maltería Plaza, en Latacunga, Paseo Shopping, en Daule y Scala Shopping, en Cumbayá. En este año, en el mes de



febrero, se inauguró en Quito Paseo San Francisco, y en Riobamba se inauguró el segundo CC de la ciudad Paseo Multiplaza. (Líderes, 2013).

### **1.1.1 Estructuras Modulares**

El desarrollo y expansión de CC en el Ecuador es indiscutible, razón por la cual, es necesario realizar un estudio que permita la construcción de este tipo de estructuras de manera segura, rápida, fácil y económica. Bajo este criterio nace la idea de realizar estructuras modulares que sirvan de base para la construcción de futuros CC, desarrollando módulos base, cuya repetición forme el CC y pueda adaptarse a los diferentes usos del mismo, conservando la temática propia de cada CC y su distribución arquitectónica.

Una de las principales ventajas al optar por este tipo de construcción es la construcción estandarizada de los elementos de la estructura, lo que ayuda a los fabricantes de perfiles metálicos una producción estándar de los mismos. Las modulaciones, luces y tipo de perfiles que se utilizarán en los módulos base son convenientes en numerosos casos. Sin embargo, no pueden elevarse a regla general, pues los múltiples condicionantes que rodean a cada proyecto, puede hacer necesaria o conveniente la búsqueda de soluciones distintas.

### **1.1.2 Estructuras de Acero**

La mayoría de los CC existentes en el Ecuador han sido analizados, diseñados y construidos como estructuras de hormigón armado, pero esta tendencia podría cambiar si se toma en cuenta las ventajas del uso de acero estructural en este tipo de estructuras.

La rapidez de construcción, la belleza de las estructuras metálicas, además de la funcionalidad, versatilidad y el aire moderno que confiere el uso del acero en la edificación llevan a muchos CC a optar por este tipo de construcción. Las estructuras metálicas, además de las ventajas que conllevan a nivel estético, permiten otras ventajas a nivel técnico, como disponer espacios más amplios sin recurrir a columnas en el interior del CC. (JANSAMETAL)

## **1.2 Descripción de la estructuración de Centros Comerciales**

La idea de CC emergió como una forma arquitectónica innovadora que fusionaba comercio, cultura y comunidad. Tomando en cuenta que esta nueva estructura satisfaría todas las necesidades de la vida diaria y que familias enteras tendían a congregarse en los centros comerciales para socializar, comer y entretenerse. (Ward)

El centro comercial debería ser una edificación que se levante teniendo en consideración el carácter comercial de la zona que va a ser beneficiada, de esta manera tendrá que adoptar particularidades propias a este tipo de infraestructura de

forma que marque una pauta con el resto de establecimientos comerciales existentes o por venir. De igual manera debe cubrir necesidades, tales como: accesibilidad, seguridad, comodidad, servicios e instalaciones para estacionamientos.

Un estudio realizado por Wakefield y Baker (1998) quienes, tras examinar la relación entre tres factores: variedad de arrendatarios y locales, características físicas del centro comercial y grado de compromiso en las compras, demuestran que los tres factores mencionados poseen una clara influencia en la emociones y en el deseo de permanencia de los compradores en el CC, y por ende en la intención de recompra en el CC. (Manuera & Cuestas).

A lo largo de los años, el desarrollo de los centros comerciales ha ido evolucionando e integrando varios conceptos importantes para que su éxito y acogida sean favorables para sus inversores. Entre los aspectos que más resaltan en el diseño de un CC son:

- La inclusión de hipermercados, supermercados y tiendas para el hogar que resultan en la mayoría de casos el eje del CC.
- La iluminación es también un elemento primordial en el diseño, el cual es a menudo desapercibido por el consumidor.
- Las calles o pasillos de los CC donde “familias enteras disfrutan caminando juntas en línea paralela”.

La mayoría de CC incluye una preferencia por las zonas mixtas de compra, amplios pasillos que permitían pasear y realizar actividades familiares y pusieron en relieve las experiencias culturales en los esquemas arquitectónicos.

### **1.2.1 Centros comerciales en el Ecuador**

El diseño arquitectónico varía para cada CC, sin embargo este diseño se encuentra basado en los requisitos establecidos por la Ordenanza 3457 “Normas de Arquitectura y Urbanismo” del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, pero en su concepción sobresale una tendencia hacia lo moderno, dedicado a la familia, cómodo, atractivo e innovador, con espacios de gran iluminación, amplios y con facilidad de circulación.

Realizando un análisis de los CC que existen en el Ecuador, se puede decir que, la gran mayoría de ellos distinguen en su estructura cuatro zonas principales, estas zonas son: zona comercial, zona de entretenimientos, zona de alimentación y zona de parqueaderos.

En la zona comercial están locales comerciales que ofertan ropa, calzado, bisutería, delicatessen, línea blanca y comunicaciones, también se encuentra el área de instituciones bancarias e islas comerciales. Dependiendo del local comercial su ambientación es diferente, y para este fin se utilizan diferentes técnicas que permiten llamar la atención de los clientes. Estos locales comerciales se encuentran distribuidos a lo largo del CC y en todas sus plantas, el número de plantas varía

dependiendo del CC, pero la mayoría de ellos tienen de 2 a 4 plantas. Los CC poseen un gran espacio destinados para hipermarkets, que contiene firmas como: Mi Comisariato, Ferrisariato, Río Store y Mi Juguetería o un supermercado como: Megamaxi y Supermaxi. Para la zona de entretenimiento sobresale el espacio dirigido a salas de cine, las cuales por lo general se encuentran en el extremo o en la parte media del CC, pero algunos cuentan adicionalmente con otro tipo de ambientes destinados al esparcimiento, como son áreas de patinaje en hielo, juegos electrónicos, bolos, Bingo, etc.

Los CC cuentan con una zona de alimentación que a su vez se encuentra dividida en dos sub-zonas, la primera es la zona localizada en la parte exterior del CC, principalmente en el área de accesos y está ocupada por restaurantes y cafeterías con sucursales de cadenas como: KFC que representan un foco de atracción para los CC. La sub-zona dos se encuentra en el interior del CC y es el patio de comidas en el que se oferta una gran variedad de gastronomía tanto nacional como internacional.

Por último la zona de parqueaderos es fundamental en el éxito de un CC, ya que proporciona comodidad para todos sus visitantes, razón por la cual es indispensable una buena capacidad de estacionamientos, en los CC existentes la mayoría cuenta con dos zonas de parqueaderos: la primera es una zona de parqueaderos externos y la segunda es una zona de parqueaderos cubiertos que representan en la mayoría de CC dos plantas. De acuerdo a los Requerimientos Mínimos de Estacionamientos por usos del Régimen Metropolitano del Suelo (Quito), para CC el número de

estacionamientos requeridos es de 1 por cada 50m<sup>2</sup> de área útil más 1 por cada 25m<sup>2</sup> de exceso.

Todas estas zonas se encuentran unidas mediante corredores amplios que permiten la circulación fluida de los usuarios a través del CC, además de rampas de acceso, ascensores, escaleras convencionales y eléctricas. Otro aspecto fundamental es la iluminación, para lo cual se utiliza diferentes técnicas como: grandes ventanales que permiten observar la ciudad como es el caso de Maltería Plaza, en Latacunga, o el uso de claraboyas en Quicentro Sur.

## **CAPÍTULO II**

### **ANÁLISIS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES**

#### **2.1 Configuración de módulos base**

El desarrollo de esta tesis basa su estudio en módulos base, los cuales representan la geometría estructural empleada en el país, para esto se ha tomado como referencia un análisis visual de los CC existentes en el Distrito Metropolitano de Quito, además de los planos arquitectónicos de uno de los CC ubicado en esta ciudad.

##### **2.1.1 Configuración en planta**

Después de realizar un análisis y una comparación entre los planos arquitectónicos y lo observado en los CC de la ciudad, se decide tener dos configuraciones en planta.

La primera configuración en planta corresponde a un bloque regular, el cual será destinado para la distribución de los diferentes locales comerciales, es de forma rectangular, sus dimensiones son de 48x40,80m, además posee un volado exterior de 3,6m, como se observa en la Figura 1.

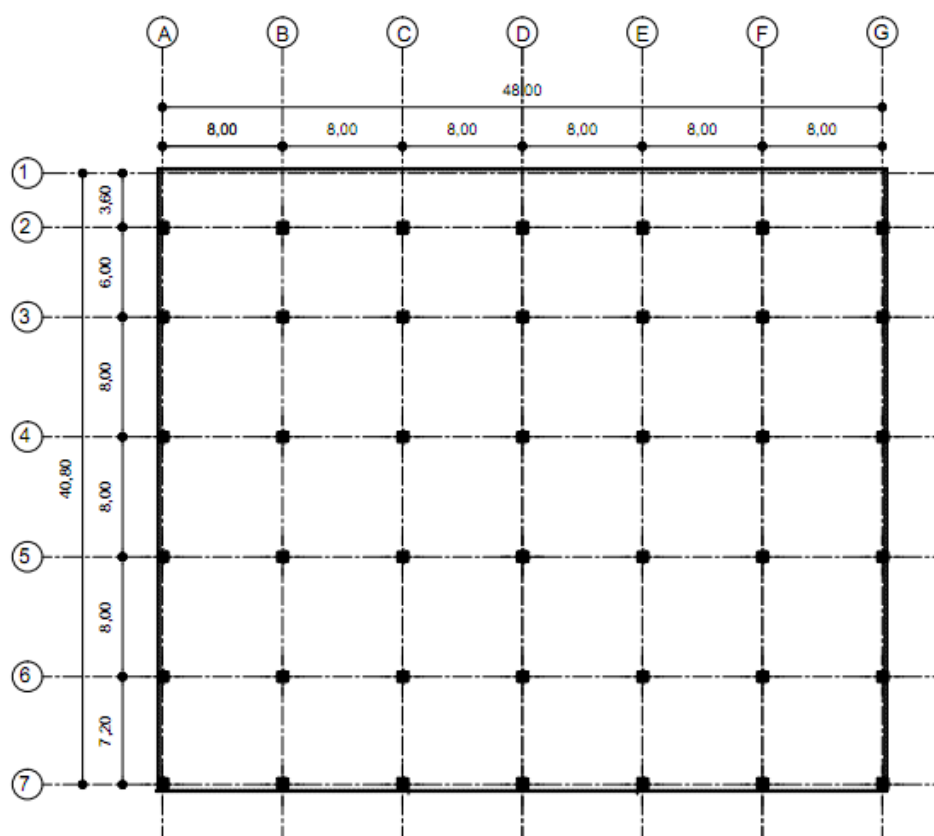


Figura 1. Primera configuración estructural en planta

La segunda configuración en planta es un bloque de forma rectangular de dimensiones 48 x 76m, esta configuración presenta irregularidad en planta, debido a que existen cortes en la losa (representados en líneas entre cortadas), los cuales permiten el ingreso de luz y visualización de los visitantes del CC hacia la planta inferior, además forman los puentes de circulación del CC, como se observa en la Figura 2.

Este módulo está destinado para corredores y elementos de unión del CC, como escaleras eléctricas y ascensores los cuales son considerados independientes de la estructura, es decir no influirán en el diseño y comportamiento de la edificación.



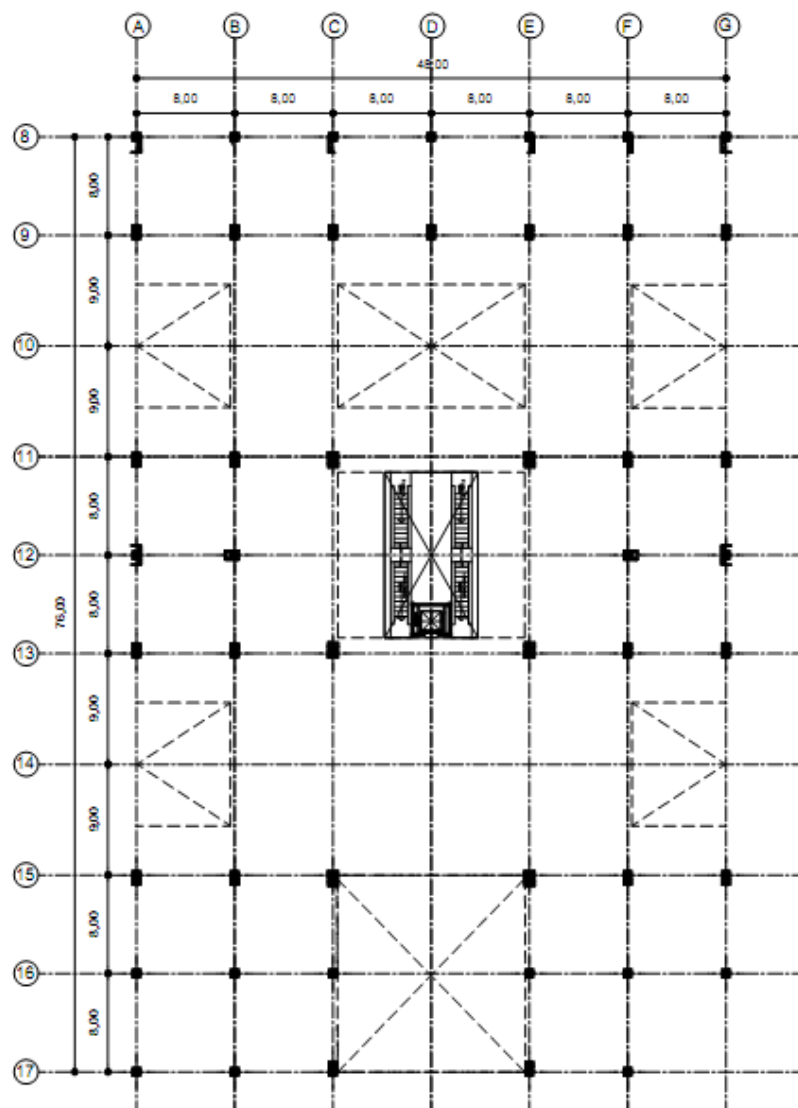


Figura 2. Segunda configuración estructural en planta

### 2.1.2 Configuración en elevación

Siguiendo los criterios estructurales de los CC estudiados, los módulos base tienen una configuración en elevación basada en el número de plantas destinadas para la distribución de los locales comerciales. Para la super-estructura se tendrá en cuenta 2 y 4 plantas.

## **2.2 Materiales y secciones**

La estructura es diseñada con elementos de acero estructural para vigas, columnas, arriostramientos y conexiones, se utiliza como sistema de entrepiso una placa colaborante, para la cimentación se utiliza hormigón armado.

En este apartado se define las propiedades mecánicas y dinámicas que tiene el acero y las secciones o perfiles que se van a utilizar para el diseño de cada uno de los módulos estructurales.

### **2.2.1 Acero Estructural**

Las propiedades mecánicas y dinámicas del acero son de gran importancia en el comportamiento de un miembro estructural.

#### ***2.2.1.1 Propiedades mecánicas***

##### **Curva esfuerzo- deformación ingenieril**

La curva esfuerzo-deformación del acero es el resultado del ensayo de tensión al que es sometido una pieza de acero, en este ensayo se aplica una fuerza que estira al material tendiendo a alargarlo y reducir su sección transversal, (Grossmann) En la Figura 3, son trazadas las curvas de esfuerzo-deformación para diferentes grados del

acero estructural analizados a temperatura ambiente. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

El esfuerzo y la deformación ingenieriles se definen con respecto a la longitud y el área originales del espécimen. (Grossmann). El esfuerzo de ingeniería,  $\sigma$ , se calcula como la relación de la fuerza  $P$  aplicada, al área de la sección transversal,  $A$ , y la deformación de ingeniería,  $\epsilon$ , es igual a  $\Delta L / L$ , donde  $\Delta L$  es la elongación medida a lo largo de una longitud de calibre especificado,  $L$ . (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

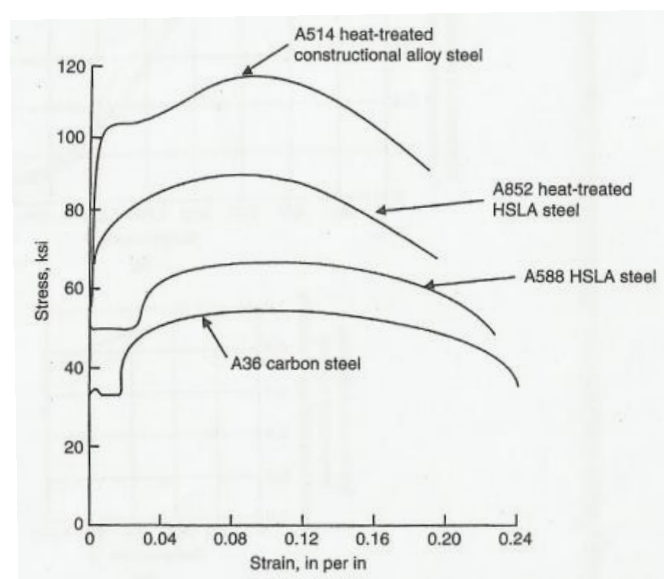


Figura 3. Curva esfuerzo-deformación para algunos tipos de acero estructurales comerciales a temperatura ambiente. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

La curva de esfuerzo-deformación para una muestra de acero uniaxialmente cargada se puede describir esquemáticamente como se muestra en la Figura 4. Esta curva se caracteriza por una primera zona elástica lineal hasta una deformación

$\varepsilon_y$  cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad  $E$  del acero, seguido por una plataforma de comportamiento plástico de longitud variable, entre las deformaciones  $\varepsilon_y$  y  $\varepsilon_{sh}$ , a partir de este punto, el acero aumenta su resistencia debido al endurecimiento por deformación del material, esta zona está entre  $\varepsilon_{sh}$  y  $\varepsilon_{ult}$ , donde  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_{sh}$ , y  $\varepsilon_{ult}$  son las deformaciones en el inicio de la fluencia, en el endurecimiento por deformación, y en el estrechamiento, respectivamente. En el último tramo de la curva se aprecia una pérdida de resistencia en el acero hasta llegar a la rotura del material, esta última zona se conoce como “Zona de Estricción”. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

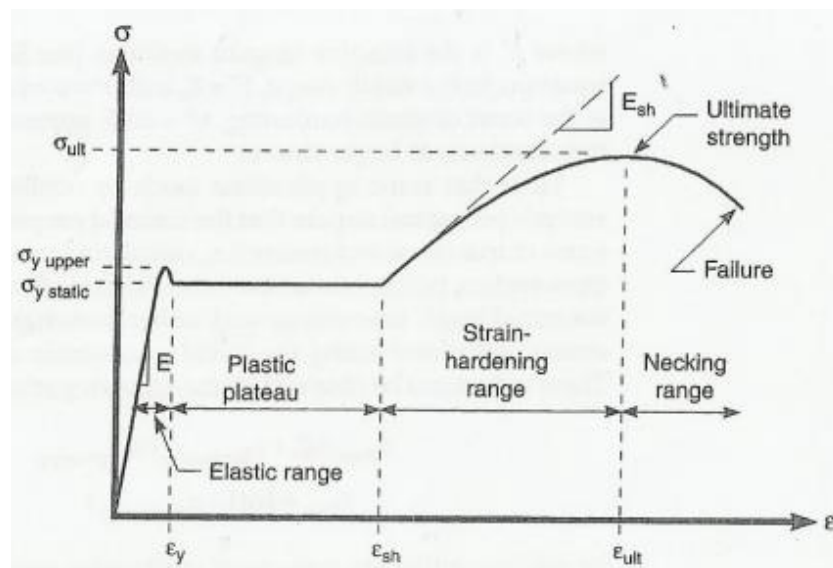


Figura 4. Representación Esquemática de la Curva Esfuerzo- Deformación del Acero Estructural.  
(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

Dependiendo de los aceros usados,  $\varepsilon_{sh}$  generalmente varía de 5 a 15 veces el valor de  $\varepsilon_y$ , con un valor promedio de 10, siendo este el más usado en muchas aplicaciones. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

De acuerdo a la Norma ASTM 36, el acero A36 tiene una densidad de  $7850 \text{ kg/m}^3$  ( $0.28 \text{ lb/in}^3$ ). El acero A36 en barras, planchas y perfiles estructurales con espesores menores de 8 pulg (203,2 mm) tiene un límite de fluencia mínimo de 250 MPa (36 ksi), y un límite de rotura mínimo de 410 MPa (58 ksi). Las planchas con espesores mayores de 8 plg (203,2 mm) tienen un límite de fluencia mínimo de 220 MPa (32 ksi), y el mismo límite de rotura. La curva esfuerzo-deformación es particularmente útil en la definición de varias propiedades importantes del material, algunas de las cuales se enuncia a continuación:

### **Módulo de elasticidad, E**

Se define como módulo de elasticidad, a la relación entre el esfuerzo y la deformación en la región elástica inicial de la curva esfuerzo-deformación. Se determina este valor por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama. Por consiguiente, el módulo de elasticidad puede calcularse mediante la siguiente expresión (Valencia, 2006):

$$E = \sigma/\varepsilon$$

Para todos los aceros estructurales, el módulo de elasticidad puede ser tomado como 200000 MPa (29000 ksi) (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Módulo de Endurecimiento por Deformación, $\epsilon_{sh}$**

La pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación tiene su valor máximo en la iniciación de este rango. (Valencia, 2006). Este valor es más o menos  $1/30$  del módulo de elasticidad, o aproximadamente 6,700 MPa (970 ksi) (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Relación de Poisson, $\mu$**

La relación de Poisson,  $\mu$ , es la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada. (Valencia, 2006). Este valor es 0,3 para el acero en el rango elástico. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Módulo de Rigidez, $G$ :**

Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico, su valor es función de la relación de Poisson, pero usualmente se trabaja con el valor correspondiente a  $\mu = 0.30$ , para el cual  $G = 77,000 \text{ MPa}$ . (Valencia, 2006)

Las propiedades de los materiales se describen en términos del esfuerzo y deformación verdaderas (es decir, el cálculo de esfuerzos utilizando la sección transversal real teniendo en cuenta el efecto de Poisson, y las deformaciones utilizando la longitud real después de la elongación), en lugar de esfuerzos y

deformaciones de ingeniería (calculados usando el área de la sección transversal y la longitud inicial). Estos valores pueden obtenerse a través de las siguientes relaciones:

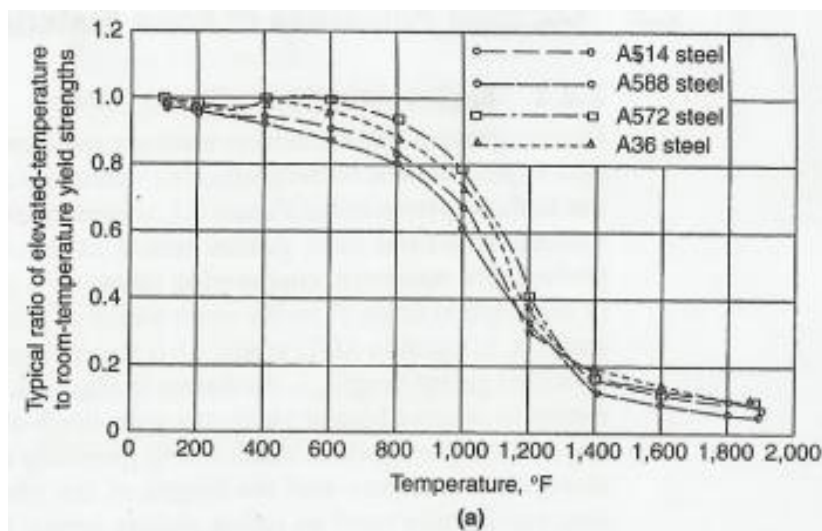
(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

$$\sigma_{true} = (1 + \varepsilon_{engineering})\sigma_{engineering}$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{engineering})$$

### Efecto de la temperatura sobre la curva de esfuerzo-deformación

La forma de la curva esfuerzo-deformación varía considerablemente a temperaturas muy altas y muy bajas. La resistencia a la fluencia y a la rotura del acero, así como su módulo de elasticidad, caen a medida que aumenta la temperatura, como se muestra en las Figura 5 y Figura 6 (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)



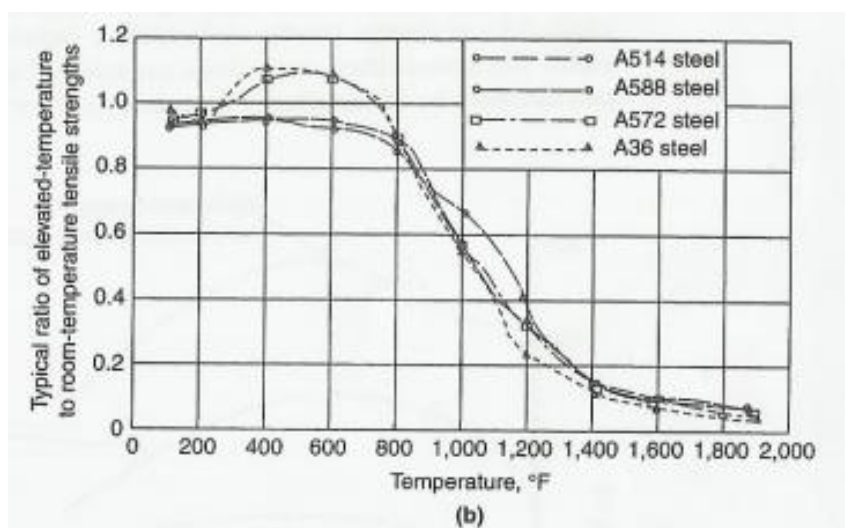


Figura 5. Efecto de la temperatura en (a) resistencia a la fluencia, (b) resistencia a la tensión (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

Un número de ecuaciones que capturan este comportamiento para diferentes tipos de acero estructural se presentan en los documentos relacionados con la resistencia al fuego (AISC 2005, ASCE 1992, ECCS 2001, NIST 2010). Estos análisis se pueden simplificar suponiendo un coeficiente constante de expansión térmica,  $\alpha$ , de  $7.8 \times 10^{-5}/^{\circ}F = 1.4 \times 10^{-5}/^{\circ}C$  (el valor exacto varía de  $1,2$  a  $1,8 \times 10^{-5}/^{\circ}C$  desde  $20^{\circ}$  hasta  $700^{\circ}C$ ), y los valores conservadores de  $600 \frac{J}{kg}^{\circ}C$  y  $45 W/m^{\circ}$  para las propiedades de conductividad térmica y calor específico del acero, respectivamente (NIST 2010). (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

La protección del acero de este tipo de temperaturas extremas es, obviamente, la primera línea de defensa contra el colapso estructural durante un fuego incontrolado. Esto se hace mediante la aplicación de uno de varios tipos de recubrimientos que



mejorarán la resistencia al fuego por retrasar la subida de la temperatura del acero, ya sea utilizando aislantes, absorbentes, o intumescente materiales energéticos.

### Efecto de la temperatura en la ductilidad y Resistencia al corte

Temperaturas por debajo de la temperatura ambiente no tienen un impacto adverso sobre la resistencia a la fluencia del acero, como se muestra en la Figura 6, pero las temperaturas más bajas pueden tener un impacto sustancial en la ductilidad. De hecho, el comportamiento final del acero va a transformar progresivamente de dúctil a frágil cuando las temperaturas caen por debajo de cierto límite y entran en el (DBTT) Rango "temperatura de transición de dúctil a frágil " debidamente marcados.

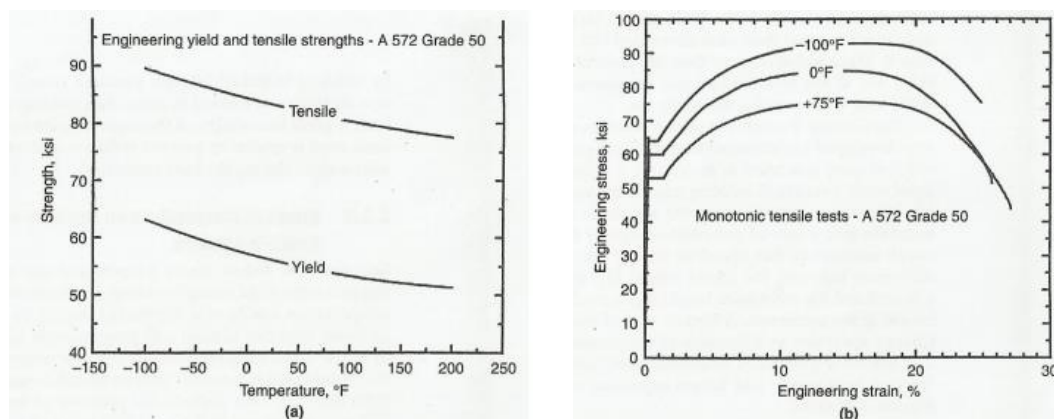


Figura 6. Ejemplos de (a) Resistencia a la fluencia y a la Tensión y (b) Curvas esfuerzo-deformación a diferentes temperaturas.  
(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

Aunque la resistencia al corte y la ductilidad de un acero dado están estrechamente relacionadas, es importante darse cuenta de que la resistencia al corte no está relacionada con la resistencia a la fluencia. De hecho, en las secciones de

acero de gran espesor, la resistencia al corte de algunos aceros se sabe que varían de forma significativa a lo largo de la sección transversal de los miembros, incluso cuando no se observa una variación en la resistencia a la fluencia. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia a la tensión y a la fluencia**

La velocidad de deformación es otro factor que afecta la forma de la curva de esfuerzo-deformación. Por lo general, las resistencias a la tensión y a la fluencia aumentará a velocidades de deformación superiores, como se muestra en la Figura 7, excepto a altas temperaturas para las que lo contrario es cierto. La consideración de este fenómeno es crucial para el diseño resistente a explosiones en el que se espera muy altas velocidades de deformación, pero de poca importancia práctica en aplicaciones de ingeniería sísmica.

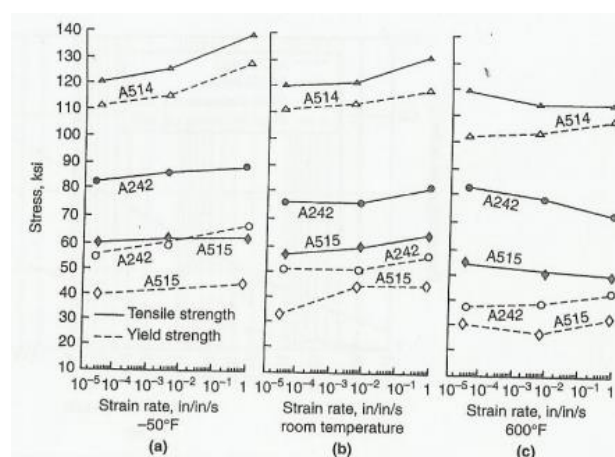


Figura 7. Esfuerzo a la fluencia como una función de la velocidad de deformación y temperatura para algunos aceros estructurales (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

Las velocidades de deformación son una función de las presiones de explosión y las propiedades estructurales del sistema, y los valores calculados para los escenarios de diseño resistentes a explosiones comunes varían entre 0,02 a 0,3 pulg / pulg / s. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Probable resistencia a la fluencia**

En el diseño sísmico, el conocimiento de la resistencia a la fluencia máxima probable es igualmente importante como el conocimiento de la resistencia a la fluencia mínima fiable.

Aunque esta mayor resistencia se traduce en estructuras más seguras para el diseño antisísmico, una resistencia a la fluencia inesperadamente superior puede ser una desventaja para el diseño sísmico. Por ejemplo, un componente estructural específico puede estar diseñado para absorber energía, y evitar que los elementos adyacentes sean cargados por encima de un nivel predeterminado durante un terremoto, actuando de este modo muy similar a un "fusible estructural". Una resistencia a la fluencia mucho mayor de lo esperado podría impedir que se produzca un fusible estructural y sobrecargar los componentes adyacentes (como las uniones soldadas en marcos resistentes a momento), con graves consecuencias sobre el comportamiento final de la estructura. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### *2.2.1.2 Propiedades dinámicas del Acero Estructural*

#### **Plasticidad, Histéresis y Efecto Bauschinger**

Luego de que un acero ha sido sometido a un esfuerzo más allá de su límite elástico y se encuentra en el rango plástico, un número de fenómenos pueden ser observados durante repetidos ciclos de carga, descarga e inversión de esfuerzos. En primer lugar, descargando hasta  $\sigma = 0$  y cargando hasta el máximo nivel de esfuerzo alcanzado previamente, se observa un comportamiento elástico del material, con una rigidez igual a la rigidez original, como se muestra en la Figura 8. Luego, al invertir el esfuerzo ( $\sigma = -\sigma_y$ ), no se observa una "esquina" aguzada en la curva de esfuerzo-deformación al inicio de la fluencia; por lo contrario, se observa un tramo "suave" de la curva con un módulo de elasticidad que disminuye gradualmente y una fluencia que se inicia más temprano que lo predicho.

Este comportamiento, conocido como "Efecto Bauschinger", es una propiedad natural de acero. Si la inversión de esfuerzo se inicia antes de que el acero alcance el rango de endurecimiento por deformación cuando es cargado en una dirección, es posible obtener una planicie de fluencia constante en la otra dirección, como se muestra en la Figura 8. Sin embargo, una vez que el acero se ha introducido en el rango de endurecimiento por deformación, la planicie de fluencia desaparece en los dos sentidos de carga. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

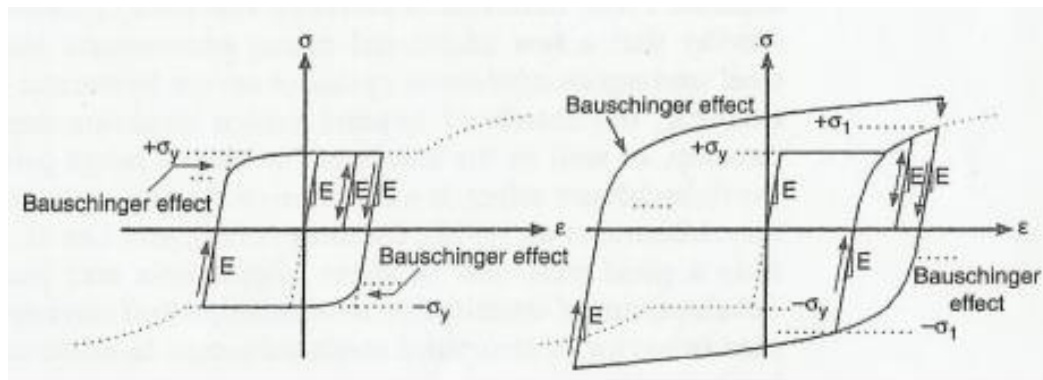


Figura 8. Relaciones Esfuerzo-Deformación Cíclicas del Acero Estructural  
 (a) Inversión de carga en rango plástico  
 (b) Inversión de carga en zona de endurecimiento por deformación  
 (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Fatiga de Bajo Ciclo versus Fatiga de Alto Ciclo**

*Fatiga de Alto Ciclo:* La capacidad de los metales y la de los detalles específicos de soldadura para resistir muchos cientos de miles de ciclos de esfuerzo por debajo del nivel de fluencia se denomina "Resistencia a la Fatiga de Alto Ciclo". Se alcanza un diseño que asegurará esta resistencia al limitar el rango máximo del esfuerzo por carga cíclica a valores que están por lo general muy por debajo del esfuerzo de fluencia y por los detalles de selección que minimizan las concentraciones de los esfuerzos (Rolfe y Barsom 1999, Stephens et al. 2001). El diseño de estos miembros puede realizarse con los métodos de diseño tradicionales para el acero, con los rangos de esfuerzos que se presentan en diversas normas. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

*Fatiga de Bajo ciclo:* La capacidad de los metales para resistir un número limitado y cuantificable de los ciclos de deformación por encima del nivel de fluencia se denomina "Resistencia a la Fatiga de Bajo Ciclo" o "Resistencia a la Plasticidad Alterna". Aunque tanto de la Fatiga de bajo ciclo y de la Fatiga de alto ciclo resultan fallas de iniciación y mecanismos de crecimiento de fisuras similares, sólo la Resistencia a la Fatiga de bajo ciclo caracteriza la respuesta cíclica de los componentes y conexiones deformadas más allá del límite elástico y por lo tanto tiene que ver con el diseño dúctil. También hay una diferencia significativa entre la resistencia a la fatiga de bajo ciclo del material obtenida por medio de pruebas en probetas de base de metal y la resistencia de los miembros estructurales reales. Esta diferencia surge principalmente como resultado de las más grandes deformaciones inelásticas que se desarrollan sobre el pandeo local.

En efecto, en las secciones de acero que pueden desarrollar su capacidad de momento plástico, el pandeo local debido a una carga cíclica produce deformaciones más pequeñas que las previstas para cargas monótonas, porque las curvaturas inelásticas introducidas en las alas de las vigas sometidas a momentos de flexión superiores al momento en la fluencia generalmente actuarán como imperfecciones iniciales y ayudarán a activar el pandeo local sobre la inversión de la carga. Afortunadamente, La resistencia a la fatiga de bajo ciclo aumenta rápidamente con la reducción de la máxima deformación cíclica Figura 9. Las estructuras de acero detalladas para una respuesta dúctil deben ser capaces de resistir las demandas de deformación inelástica cíclica esperadas sin fallar prematuramente por la Fatiga de bajo ciclo.

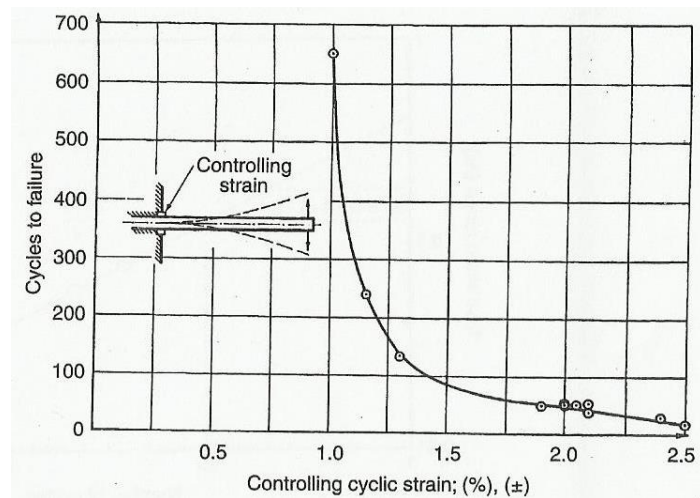


Figura 9. Fatiga de Bajo Ciclo de formas estructurales.  
(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

La resistencia a la fatiga de bajo ciclo de un material se estableció mediante la realización de pruebas axiales en probetas estándar sometidas a ciclos totalmente invertidos de las amplitudes de la deformación constantes. Mediante la repetición de estas pruebas a varios valores de amplitud de la deformación, es posible correlacionar la amplitud de la deformación,  $\epsilon_a$ , con el número de ciclos,  $N_f$ , o el número de inversiones de carga,  $2N_f$ , aplicados antes de la fractura. Tal curva se muestra esquemáticamente en la Figura 10, y es asintótica a dos líneas rectas de pendientes  $b$  y  $c$ : una para la fatiga de alto ciclo en el rango elástico, y otra para las grandes deformaciones plásticas de cíclicos inelásticos, respectivamente. El rango de deformación total,  $\Delta\epsilon$ , es igual al doble de la amplitud de la deformación (es decir, que van a partir de  $-\epsilon_a$  a  $+\epsilon_a$ ), y puede ser expresado en términos de los rangos elásticos y plásticos,  $\Delta\epsilon_e$  y  $\Delta\epsilon_p$ , respectivamente, de tal manera que:

$$\epsilon_a = \frac{\Delta\epsilon}{2} = \frac{\Delta\epsilon_e}{2} + \frac{\Delta\epsilon_p}{2} = \frac{\sigma'_f}{E}(2N_f)^b + \epsilon'_f(2N_f)^c$$

Donde:  $\frac{\sigma'_f}{E}$  y  $\epsilon'_f$  son la intersección de las asíntotas elástica y plástica con el eje vertical de la gráfica de la Figura 10,  $\sigma'_f$  y  $\epsilon'_f$  se definen como el coeficiente de resistencia a la fatiga y el coeficiente de ductilidad a la fatiga, y b y c son conocidas, respectivamente, como el exponente de la fuerza de fatiga y el exponente de ductilidad a la fatiga.

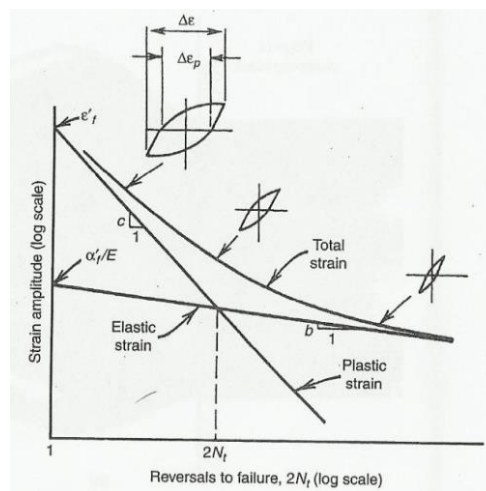


Figura 10. Amplitud de deformación vs número de inversión de cargas hasta la falla. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

La segunda parte de la ecuación, donde se trata con la fatiga de bajo ciclo a grandes deformaciones inelásticas, es la relación original de Coffin-Manson (Coffin 1954, Manson 1953), a saber:

$$\frac{\Delta\epsilon_p}{2} = \epsilon'_f (2N_f)^c$$

### Método de Rainflow

El método Rainflow (Matsuishi y Endo 1968) es la técnica más utilizada para contar el número de ciclos de varias amplitudes en una historia de deformación



arbitraria. En la Figura 11 se ilustra cómo se utiliza el procedimiento para contar los ciclos de deformación para el caso del cálculo de la Fatiga de bajo ciclo. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012). ). En primer lugar, la historia de deformaciones se reordena para comenzar con el pico o valle de mayor magnitud. Entonces, por causa de la analogía de Rainflow, el gráfico de la historia de deformación se rota 90 °, de tal manera que el eje del tiempo termina apuntando hacia abajo. La historia de deformación resultante es similar a la línea del techo de una pagoda.

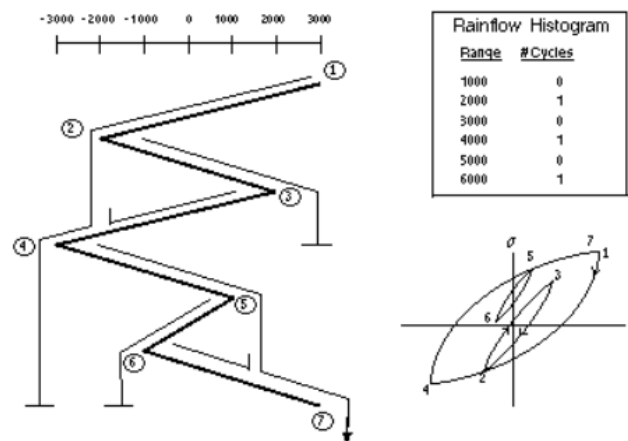


Figura 11 Procedimiento de conteo Rainflow.  
(Iberisa, 2006)

Las reglas que gobiernan el método Rainflow son las siguientes:

1. Ordenar la historia de deformaciones de forma que la mayor magnitud sea el primer pico y el último valle.
2. Empezando con el primer pico o valle, permitir que la lluvia gotee hasta que un ciclo se cierre, tal como se describe en el paso 3; o hasta que la lluvia se pare, tal como se describe en el paso 4.
3. Si se empieza en un pico, un ciclo se cierra cuando se encuentra otro pico cuyo valor es mayor o igual que el pico de inicio. Esto se demuestra con los

puntos 5-6-7. Si se empieza en el punto 5, la lluvia cae hasta el punto 6 y seguidamente cae directamente al punto 7. Se para en el punto 7 porque la magnitud del punto 7 es mayor que el punto 5. Un ciclo se indica en la figura con una línea corta horizontal donde se para la lluvia.

4. Si se empieza en un valle, un ciclo se cierra cuando se encuentra un valle opuesto con un valor menor o igual al valle de arranque. Esto se demuestra con los puntos 2-3-4. Empezando por el punto 2, la lluvia cae hasta el punto 3, y luego gotea hasta el punto 4. Se para enfrente del punto 4 porque la magnitud del valle 4 es menor que el valle 2.
5. La lluvia se para cuándo se encuentra con lluvia cayendo desde uno de los tejados anteriores. Esto se demuestra por la lluvia, que corre del punto 3 al punto 4. Se para antes de llegar al punto 4 por la lluvia cayendo del punto 2. La línea corta vertical al final de la línea corriendo desde 3 a 4 indica que la lluvia está parada.
6. Tras cerrar un ciclo, o que la lluvia esté parada para el primer punto, moverse al segundo punto y permitir que la lluvia caiga. Repetir esto hasta que cada punto se haya procesado. (Iberisa, 2006)

La acumulación de daños se calcula normalmente utilizando una regla de combinación lineal, a pesar de que se entiende desde el punto de vista metalúrgico que los ciclos de deformación de mayor amplitud generan más grietas en el núcleo del material, los modelos no lineales de acumulación de daños no han proporcionado una mejor concordancia con los datos experimentales. Miner (1945) propone el

siguiente modelo de acumulación de daños, también conocido como la regla del daño lineal Palmgren-Miner:

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots = 1$$

donde  $N_i$  es el número de ciclos que puede resistir a un determinado nivel constante de amplitud de deformación  $S_i$  (siendo esencialmente los datos utilizados para trazar las curvas de fatiga de bajo ciclo, como en la Figura 11),  $n_i$  es la número de ciclos en la historia de deformación bajo consideración aplicados en este nivel de amplitud constante (obtenido a partir del método Rainflow), y  $D$  es un índice de daño, se supone que es igual a 1,0 cuando se alcanza la vida de fatiga mediana. Del mismo modo, la regla de Miner es comúnmente utilizado para evaluar la resistencia a la fatiga gastada, es decir, cuando el índice de daño calculado por la ecuación anterior es menor que 1,0.

### 2.2.1.3 Modelos de Materiales

Una vez que un acero dúctil ha sido elegido para una aplicación específica, los modelos adecuados de las curvas esfuerzo-deformación o momento-curvatura deben ser adoptados para efectos de cálculos. Algunos de los modelos más sencillos utilizados se describen a continuación. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

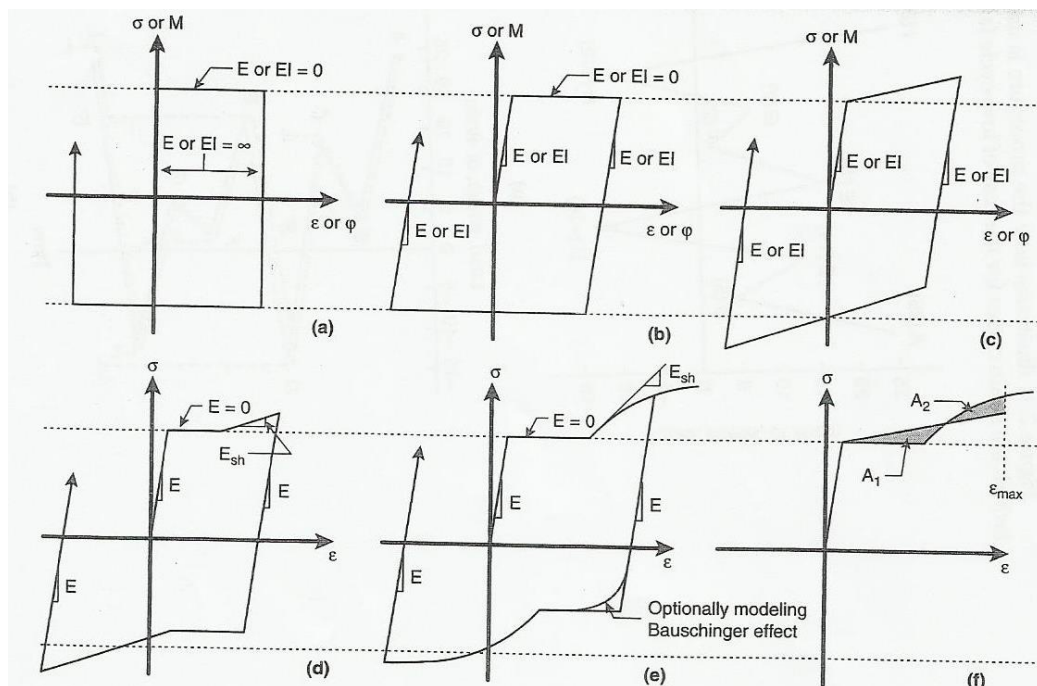


Figura 12. Algunos modelos de materiales cíclicos para acero estructural: (a) bilineal rígido-perfectamente plástico, (b) bilineal elasto-perfectamente plástico, (c) bilineal elasto-plástico con endurecimiento por deformación, (d) trilineal elasto-plástico con endurecimiento por deformación, (e) modelo cíclico de carga monótona de la curva esfuerzo-deformación, y (f) bilineal elasto-plástico con la pendiente de endurecimiento por deformación sobre la base de la igualdad de disipación de energía. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### Modelo rígido plástico

Como su nombre lo indica, el modelo rígido plástico no toma en cuenta las deformaciones elásticas. Además supone que el material no experimenta ninguna deformación hasta que alcanza el esfuerzo de fluencia, y los componentes de flexión modelados con comportamiento plástico rígido no se someten a ninguna curvatura hasta que se alcanza el momento plástico. Este modelo, se ilustra en la Figura 12a, y puede ser útil, por ejemplo, cuando se busca la capacidad de la carga plástica de colapso de una estructura. Sin embargo, ya que este modelo implica una rigidez

infinita hasta que se alcanza la zona plástica y una rigidez nula a partir de entonces, es el más adecuado para los cálculos a mano.

### *Modelo elasto-plástico*

Cuando se desea una respuesta bajo carga progresiva hasta el colapso, o cuando se necesita un cálculo exacto de las deflexiones no lineales, se utiliza generalmente un modelo elasto- perfectamente plástico. Este modelo de histéresis considera dos posibles estados: elástico o plástico que se muestran en la Figura 12b. La elección de cero rigidez post- fluencia es adecuada para muchas aplicaciones en las que el endurecimiento por deformación es anticipado, y es conservadora para la predicción de la carga plástica de colapso y las deformaciones siempre que se espere desarrollar el endurecimiento por deformación.

Una computadora es necesaria para tomar ventaja de las características de este modelo bilineal, por lo que uno puede considerar fácilmente el efecto de endurecimiento por deformación mediante la asignación de una rigidez post-fluencia distinta de cero, de hecho, por razones de análisis numérico, una rigidez positiva distinta de cero es a menudo deseable. El modelo elasto-plástico con cero rigidez post-fluencia utilizado para explicar el endurecimiento por deformación se ilustra en la Figura 12c. Valores inferiores de la rigidez de endurecimiento por deformación en general producen grandes deformaciones y curvaturas plásticas máximas, mientras que los valores más altos se traducen en esfuerzos y momentos de mayor tamaño.

Como se refleja en la literatura disponible, el modelo elasto-plástico bilineal ha sido ampliamente utilizado para modelar el comportamiento cíclico de histéresis de las estructuras de acero. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

**Funciones de potencia, Ramberg-Osgood, y Menegotto-Pinto**

Otra clase de modelos de material, conocido como funciones de potencia, es particularmente útil para describir analíticamente las relaciones esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente de varias aleaciones.

Tabla 1. Funciones de potencia, Ramberg-Osgood, y Menegotto-Pinto

<b>Datos Experimentales</b>		<b>Función de Potencia</b>	<b>Ramberg -Osgood</b>	<b>Menegotto - Pinto</b>
<b><math>\sigma</math> (ksi)</b>	<b><math>\epsilon</math></b>	<b><math>\epsilon</math></b>	<b><math>\epsilon</math></b>	<b><math>\sigma</math> (ksi)</b>
<b>0</b>	0,00000	0,0000	0,00000	0,0
<b>5</b>	0,00050		0,00050	5,0
<b>10</b>	0,00102	0,0010	0,00100	10,2
<b>15</b>	0,00151		0,00150	15,1
<b>20</b>	0,00202	0,0020	0,00200	20,1
<b>25</b>	0,00251		0,00250	24,8
<b>30</b>	0,00301	0,0030	0,00300	29,2
<b>31</b>	0,00311		0,00310	30,0
<b>32</b>	0,00321		0,00321	30,7
<b>33</b>	0,00333		0,00333	31,6
<b>34</b>	0,00345		0,00348	32,4
<b>35</b>	0,00370		0,00371	34,0
<b>36</b>	0,00420	0,0041	0,00416	36,3
<b>37</b>	0,00520	0,0051	0,00516	38,8
<b>38</b>	0,00800	0,0074	0,00748	40,1
<b>39</b>	0,01500		0,01297	40,4
<b>40</b>	0,02650		0,02580	40,5
<b>41</b>	0,05600	0,0560	0,05550	41,0
<b>42</b>	0,12200		0,12300	42,0

Aunque estas funciones complican la caracterización de la relación esfuerzo-deformación de los aceros de bajo grado que tienen una plataforma de fluencia bien definida, estas pueden describir efectivamente las relaciones momento-curvatura inelásticas de los miembros hechos con estos aceros, e incluso la relación de la fuerza de corte inelástica versus la deformación por cizallamiento en algunas otras aplicaciones. Por lo tanto, vale la pena estar familiarizado con estos modelos de función de potencia.

Para explicar los modelos de función de potencia, se utilizará un ejemplo numérico, con datos obtenidos a partir de un ensayo de tracción estándar de un espécimen de aluminio los mismos que han sido tabulados en la Tabla 1. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

*Las funciones potencia:* El principio fundamental de una función de potencia es que la relación esfuerzo-deformación se puede dividir en: una parte elástica y una parte plástica

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{plastic} = \frac{\sigma}{E} + a \left( \frac{\sigma}{E} \right)^n$$

Los términos para esta ecuación se definen en la Figura 13a. La tarea consiste en determinar los parámetros  $a$  y  $n$  que proporcionarán el mejor ajuste a los datos. A partir de la expresión anterior, se desprende que la deformación plástica se puede expresar como una función de la deformación elástica, para obtener:

$$\varepsilon_{plastic} = a \left( \frac{\sigma}{E} \right)^n = a \varepsilon_{elastic}^n$$

o, tomando el logaritmo de ambos lados de esta ecuación,

$$\log \varepsilon_{plastic} = \log(a \varepsilon_{elastic}^n) = \log a + \log(\varepsilon_{elastic}^n)$$

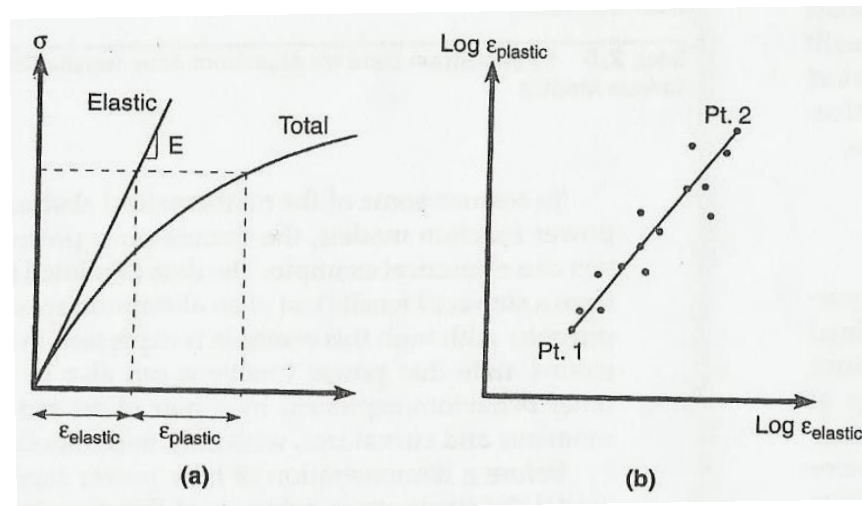


Figura 13. Modelos de materiales de función de potencia para acero estructural.

Como se ilustra en la Figura 13b, la ecuación dada corresponde a la ecuación de una línea recta de pendiente  $n$  en  $a$  en el espacio logarítmico. Debido a que todos los puntos de datos obtenidos experimentalmente no siempre caen en una línea recta, una solución de mínimos cuadrados se podría utilizar para encontrar la mejor aproximación a la curva de esfuerzo-deformación real. Un resultado razonablemente exacto se puede obtener si se tiene de los datos de deformación dos puntos tan distantes como sea posible, pero no en la rama lineal de la curva esfuerzo-deformación donde  $\varepsilon_{plastic}$  sería cero, y se calcula los valores de  $a$  y  $n$  usando las siguientes relaciones:

$$n = \left( \frac{\log \varepsilon_{plastic-2} - \log \varepsilon_{plastic-1}}{\log \varepsilon_{elastic-2} - \log \varepsilon_{elastic-1}} \right)$$



y

$$\log a = \log \varepsilon_{plastic-1} - n \log \varepsilon_{elastic-1}$$

Para el ejemplo actual, suponiendo un módulo elástico de 10000ksi, y teniendo arbitrariamente de los datos deformaciones para los dos puntos  $\varepsilon = 0,0037$  (en  $\sigma = 35ksi$ , para los que  $\varepsilon_{elastic} = 0.0035$  y  $\varepsilon_{plastic} = 0.0002$ ) y  $\varepsilon = 0,1220$  (en  $\sigma = 42ksi$ , para los que  $\varepsilon_{elastic} = 0.0042$  y  $\varepsilon_{plastic} = 0.1178$ ), aplicando estos valores en las respectivas ecuaciones se tiene valores de  $n = 35,0$  y  $a = 1,66 \times 10^{82}$ , respectivamente, que al sustituirlos en la expresión general de la función de potencia da el siguiente resultado:

$$\varepsilon = 0.0001\sigma + 1,66 \times 10^{82} \left( \frac{\sigma}{10000} \right)^{35}$$

La exactitud de esta solución podría ser verificada si se traza contra los datos experimentales. Aunque la expresión resultante puede parecer incómoda de manipular para cálculos manuales, la capacidad de expresar toda la relación esfuerzo-deformación por una sola función continua puede ser ventajosa, en particular para fines de programación de ordenador. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

### **Funciones Ramberg-Osgood:**

En ingeniería sísmica, las funciones de Ramberg-Osgood a menudo se utilizan para modelar el comportamiento de los materiales estructurales de acero y sus

componentes. Estas funciones se obtienen cuando se normaliza la función de potencia por encima de una deformación arbitraria,  $\varepsilon_0$ , para los que el componente plástico de la deformación,  $\varepsilon_{plastic}$ , no es cero. Generalmente, la deformación de fluencia,  $\varepsilon_y$ , proporciona una buena elección para la normalización de esta deformación, pero otras opciones son también posibles e igualmente eficaces. Por lo tanto, la función de Ramberg-Osgood se expresa como:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} = \frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{a}{\varepsilon_0} \left( \frac{\sigma}{E} \right)^n$$

donde  $E$  es el módulo elástico inicial, y  $\sigma_0$  es igual a  $E * \varepsilon_0$ . Para definir un modelo de Ramberg-Osgood, se debe evaluar  $a$ ,  $n$ , y  $\varepsilon_0$ . Tenga en cuenta que, cuando se representa en una forma paramétrica, el esfuerzo normalizado en función de la deformación normalizada da curvas que se unen en el punto  $(1 + a, 1)$ , como se muestra en la Figura 14a. De esa figura, el significado físico de aumentar  $n$  es también evidente: las curvas con valores cada vez más grandes de  $n$  convergerán gradualmente hacia la curva elasto-perfectamente plástico.

Debido a que la función de Ramberg-Osgood es una función de potencia, el cálculo de  $n$  y  $a$  se realiza como se ha descrito anteriormente. Sin embargo, tomando ventaja de la forma normalizada de la función de Ramberg-Osgood, es posible derivar expresiones para este fin.

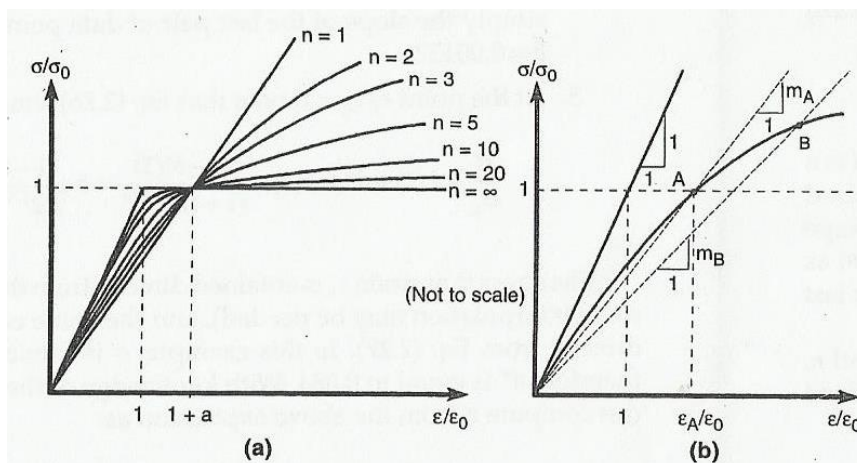


Figura 14. Modelo de material Ramberg-Osgood para acero estructural.

Si el punto  $A$  se define como el punto en la curva de datos real, donde  $\sigma = \sigma_0$  (Figura 14b), sustituyendo los valores conocidos en la ecuación anterior en el punto  $A$  y definiendo  $m_A$  como la pendiente de la secante del punto de unión  $A$  con el origen, produce la siguiente expresión:

$$\frac{\varepsilon_A}{\varepsilon_0} = 1 + \frac{a}{\varepsilon_0} \left( \frac{\sigma_0}{E} \right)^n = \frac{1}{m_A} \Rightarrow a \frac{(1 - m_A)}{\left( \frac{\sigma_0}{E} \right)^{n-1}}$$

De manera parecida, tomando un punto  $B$  suficientemente distante del punto  $A$  a lo largo de la curva de esfuerzo-deformación obtenida experimentalmente la ecuación se convierte en:

$$\frac{\left( \frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_0} \right)}{\left( \frac{\sigma_B}{\sigma_0} \right)} = 1 + \frac{\left( \frac{a}{\varepsilon_0} \left( \frac{\sigma_B}{E} \right)^n \right)}{\left( \frac{\sigma_B}{\sigma_0} \right)} = \frac{1}{m_B}$$

Sustituyendo estas ecuaciones y despejando  $n$ , se obtiene:

$$n = 1 + \frac{\log \frac{(1 - m_A)m_B}{(1 - m_B)m_A}}{\log \left( \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right)}$$

Donde:  $\sigma_0$  y  $\sigma_A$  se han limitado a ser igual para este procedimiento. Una vez que se conoce la pendiente  $n$ , el valor  $a$  se puede obtener directamente de la ecuación anterior, y la función de Ramberg-Osgood está completamente definida.

En resumen, un procedimiento sistemático para definir una función Ramberg-Osgood se puede esquematizar de la siguiente manera:

1. Dibuje el diagrama esfuerzo-deformación (o diagrama de momento-curvatura, o cualquier otro diagrama de fuerza-deformación de interés) para los datos y determinar el módulo elástico inicial,  $E$  o  $IE$ , o cualquier otro parámetro que relaciona la fuerza y la deformación seleccionado términos por una expresión similar a la ecuación dada. Si existe una buena confianza en la precisión y la fiabilidad de los primeros puntos de los datos, este valor se puede determinar analíticamente como la pendiente para el primer punto de los datos desde el origen. (Para este ejemplo,  $E = 10\,000$ ).
2. La deformación de fluencia se puede seleccionar como  $\varepsilon_0$ . Por lo tanto, usar el método de desplazamiento de 0,2% para determinar primero  $\sigma_0$ , y luego calcular  $\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E}$ . Por ejemplo, aquí, se utiliza el esfuerzo de fluencia de 37 ksi y deformaciones de 0,0037 calculados previamente.
3. Seleccionar el punto A como el punto de la curva para los que  $\sigma = \sigma_0$ , y calcular la pendiente,  $m_A$ . Tenga en cuenta que para este módulo secante  $m_A E$ ,  $m_A$  es siempre menor que la unidad. Además, cuando  $\sigma_0$  se obtiene

gráficamente a través del método de compensación de 0,2%, la intersección de la curva de los datos y la curva de 0,2% da directamente el punto A. Para el ejemplo,  $\varepsilon_A = 0.0052$  y  $m_A = 0.711$ .

4. Seleccionar un segundo punto (el punto B) a lo largo de la curva esfuerzo-deformación obtenido experimentalmente como uno de los últimos puntos para los que se midió un aumento en el esfuerzo y calcular el módulo secante  $m_B E$ .
5. Resolver para  $n$
6. Resolver para  $a$

Para este ejemplo se obtiene que:  $m_B = 0.0344$ ,  $n = 34.7$ , y  $a = 3.53 \times 10^{81}$ . La ecuación de Ramberg-Osgood resultante se convierte en:

$$\frac{\varepsilon}{0.0037} = \frac{\sigma}{37} + \frac{3.53 \times 10^{81}}{0.0037} \left( \frac{\sigma}{10000} \right)^{34.7}$$

que se puede simplificar a:

$$\varepsilon = 0.0001\sigma + 3.53 \times 10^{81} \left( \frac{\sigma}{10000} \right)^{34.7}$$

La ligera diferencia entre este resultado y el obtenido utilizando funciones de potencia se puede atribuir a la elección de diferentes puntos para derivar las expresiones. Sin embargo, para todos los intentos y propósitos las dos ecuaciones dan resultados idénticos, como se muestra en la Tabla 1.

### Funciones Menegotto-Pinto:

Se puede derivar una clase de ecuaciones normalizadas, conocidas como funciones Menegotto-Pinto, siguiendo un enfoque similar al presentado anteriormente, para expresar los esfuerzos en función de las deformaciones, en lugar de las deformaciones como una función de esfuerzos por las funciones Ramberg-Osgood. La forma general de Menegotto-Pinto es el siguiente:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = b \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + d = b \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + \frac{(1-b) \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{\left[ 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^n \right]^{1/n}}$$

donde  $b$  es la relación de la rigidez tangente final y la rigidez tangente inicial, y  $d$  es un valor que se define gráficamente en la Figura 15. En el espacio normalizado de esfuerzo y deformación la rigidez inicial tiene una pendiente de 1, la pendiente de la rigidez tangente final es  $b$ , y  $d$  varía de cero a  $(1-b)$  como  $\varepsilon/\varepsilon_0$  aumenta progresivamente desde cero hasta el valor máximo en el último punto de los datos.

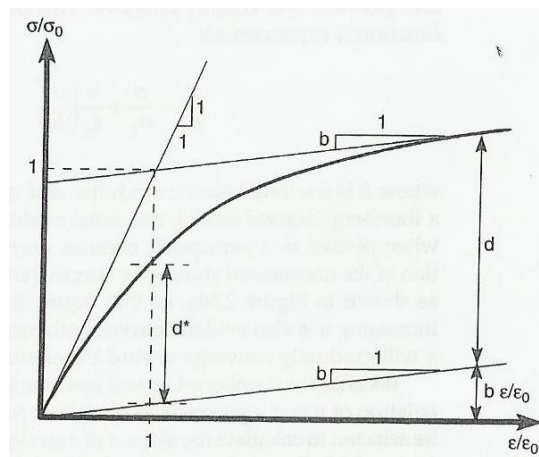


Figura 15. Modelo de material Menegotto-Pinto para el acero estructural.

Para usar esta ecuación, se debe evaluar los valores de  $\varepsilon_0$ ,  $\sigma_0$ ,  $b$ , y  $n$ . Un procedimiento sencillo para determinar la información necesaria se describe a continuación:

1. Dibujar las pendientes tangentes inicial y final de las curvas de datos. La intersección de estas dos curvas da  $\varepsilon_0$  y  $\sigma_0$ , que no debe ser confundida con las mismas variables utilizadas anteriormente para el caso Ramberg-Osgood ya que estas tienen un significado muy diferente y aquí no pueden ser elegidos arbitrariamente. Para este ejemplo,  $\varepsilon_0 = 0.004$  y  $\sigma_0 = 40.21$ . En este caso, es posible el cálculo de estos valores utilizando secantes a los primeros y últimos pares de puntos de los datos, pero normalmente, el ingeniero debe asegurarse de que estos puntos son fiables y representativos.
2. Calcular la relación entre las pendientes tangentes. Aquí, este resultado es simplemente la pendiente del último par de puntos, y por lo tanto  $b = 0,00152$ .
3. En el punto  $\varepsilon/\varepsilon_0 = 1$ , se nota que la ecuación anterior, se simplifica a:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = b(1) + d^* = b(1) + \frac{(1-b)(1)}{[1 + (1)^n]^{\frac{1}{n}}} = b + \frac{1-b}{2^{\frac{1}{n}}}$$

El esfuerzo  $\sigma$  en la deformación  $\varepsilon_0$  se obtiene directamente de los datos (aunque puede ser necesaria alguna interpolación), y el valor de  $d^*$  se calcula directamente a partir de esta ecuación. En este ejemplo,  $\sigma$  se encuentra en 35.6, y por lo tanto,  $d^*$  es igual a 0,884. Con el conocimiento del valor de  $d^*$ , se puede calcular  $n$  a partir de la expresión anterior como:

$$n = \frac{\log 2}{\log(1 - b) - \log d^*}$$

Aquí, este valor da  $n = 5,68$ . La expresión Menegotto-Pinto se convierte en:

$$\sigma = 15.17\varepsilon + 9985 \frac{\varepsilon}{[1 + 249\varepsilon^{5.68}]^{1/5.68}}$$

Este modelo es ligeramente menos preciso que los modelos de potencia presentados anteriormente, como se evidencia por los resultados resumidos en la Tabla 1, pero las diferencias no son de importancia práctica.

### 2.2.2 Acero A 36

El acero A36 es utilizado para los diferentes elementos estructurales, cuyas propiedades de diseño son:

Material Name and Type	
Material Name	Acero A36
Material Type	Steel, Isotropic
Design Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	25.31 kgf/mm <sup>2</sup>
Minimum Tensile Strength, Fu	40.78 kgf/mm <sup>2</sup>
Effective Yield Stress, Fye	37.97 kgf/mm <sup>2</sup>
Effective Tensile Strength, Fue	44.86 kgf/mm <sup>2</sup>

Figura 16. Propiedades de diseño – Acero A36



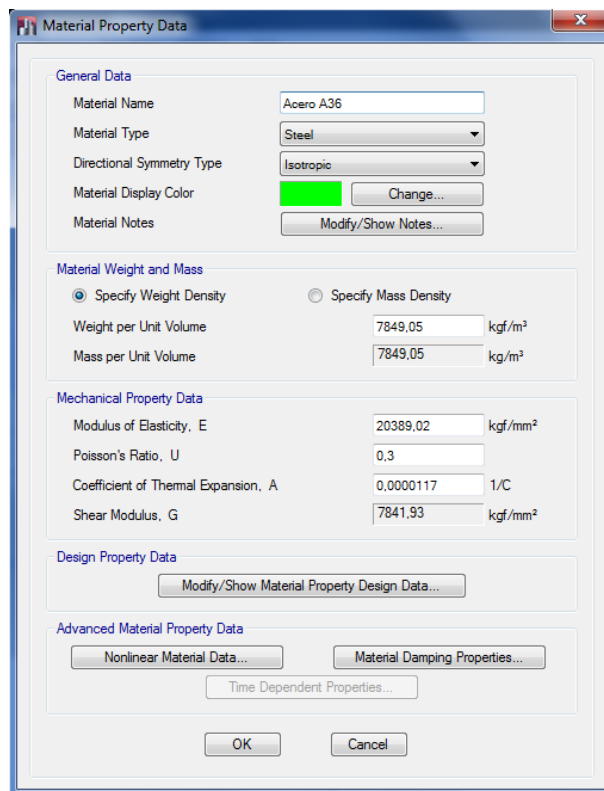


Figura 17. Propiedades - Acero A36

### 2.2.3 Sistema de entrepiso

El sistema de entrepiso que se utiliza para este diseño es una placa colaborante o sistema DECK, para lo cual se ha selecciona una placa existente en el mercado, la placa colaborante ofrecida por la empresa Novacero cuyas especificaciones técnicas se encuentran en el manual “Sistemas metálicos Novalosa”

Basado en estas especificaciones y en los requerimientos del proyecto que se está analizando, se consideran los siguientes criterios:

- Separación entre apoyos sin apuntalamiento: 1,6m
- Espesor de novalosa (placa colaborante): 0,65mm

- Espesor de loseta de hormigón: 5cm (sobre la cresta)
- Carga viva resistente: 830Kg/m<sup>2</sup> (Especificación del fabricante)

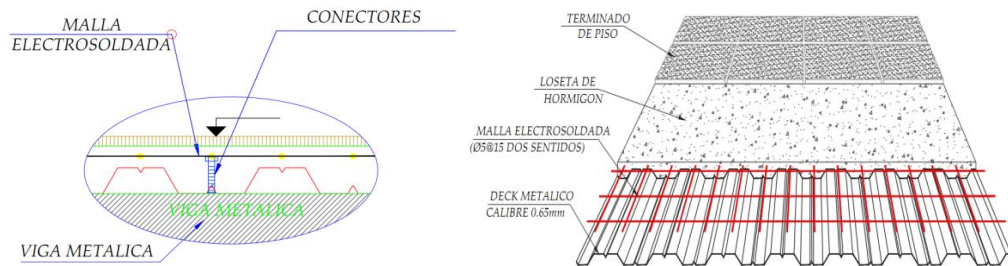


Figura 18. Sistema de entrepiso

#### 2.2.4 Secciones

Las secciones utilizadas para los elementos estructurales como: vigas, vigas intermedias, columnas y arriostramientos, son perfiles laminados en caliente tipo I como se observa en la Figura 19. Estos perfiles han sido seleccionados del manual del AISC, de donde se adopta las propiedades geométricas y mecánicas de los diferentes perfiles.

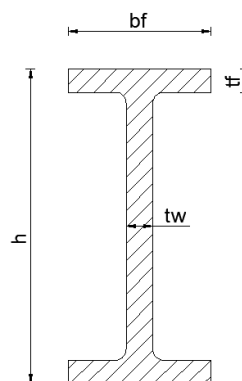


Figura 19. Sección transversal de un perfil I

La nomenclatura adoptada durante el desarrollo de la presente tesis es la dada por el Manual del AISC, es decir:

## W 14x132

donde,

- El primer número representa la altura del perfil en “in”
- El segundo número indica el peso del perfil en “lb/ft”

En la Tabla 2 se presenta las características geométricas de un grupo de perfiles tipo I, cuyas dimensiones se encuentran en “cm” y en “in”.

Tabla 2. Propiedades Geométricas perfiles tipo I

Nombre	d		tw		bf		tf	
	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in)	(cm)
<b>W 10x26</b>	10,33	26,23	0,26	0,66	5,77	14,65	0,44	1,11
<b>W 12x35</b>	12,50	31,75	0,30	0,76	6,56	16,66	0,52	1,32
<b>W 12x96</b>	12,71	32,28	0,55	1,39	12,16	30,88	0,90	2,28
<b>W 14x132</b>	14,66	37,23	0,65	1,63	14,73	37,40	1,03	2,61
<b>W 14x311</b>	17,12	43,48	1,41	3,58	16,23	41,22	2,26	5,74
<b>W 14x342</b>	17,54	44,55	1,54	3,91	16,36	41,55	2,47	6,27
<b>W 16x77</b>	16,52	41,96	0,46	1,15	10,30	26,14	0,76	1,93
<b>W 18x40</b>	17,90	45,46	0,32	0,80	6,02	15,27	0,53	1,33
<b>W 18x60</b>	18,24	46,33	0,42	1,05	7,56	19,19	0,70	1,76
<b>W 18x76</b>	18,21	46,25	0,43	1,08	11,04	28,02	0,68	1,72
<b>W 18x86</b>	18,39	46,71	0,48	1,21	11,09	28,16	0,77	1,95
<b>W 18x97</b>	18,59	47,21	0,54	1,35	11,15	28,30	0,87	2,21
<b>W 21x50</b>	20,83	52,90	0,38	0,96	6,53	16,58	0,54	1,35
<b>W 24x55</b>	23,74	60,30	0,43	1,09	7,04	17,88	0,59	1,49
<b>W 24x62</b>	23,74	60,30	0,43	1,09	7,04	17,88	0,59	1,49
<b>W 8x67</b>	9,00	22,86	0,57	1,44	8,28	21,03	0,94	2,37

## 2.3 Análisis de cargas verticales

Para determinar las cargas que actúan en la estructura de un CC, se ha utilizado los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo primero “CARGAS Y MATERIALES”.

### 2.3.1 Carga Muerta o Permanentes

Son aquellas cuya variación en el tiempo es despreciable en relación a valores medios o aquella para la cual la variación tiende a un valor constante. Para determinar la carga permanente que actuará en la estructura se considera: peso de paredes, masillado, acabado de pisos y peso de instalaciones eléctricas y sanitarias.

El peso de paredes fue calculado tomando en cuenta los planos arquitectónicos disponibles, de los cuales se determina: En los bloques con locales comerciales se tiene 220ml de pared en un área de 2028m<sup>2</sup> y en los bloques de corredores se tiene 1440ml de pared para un área de 2750m<sup>2</sup>, además se tomó en cuenta algunas consideraciones: las paredes de CC son más livianas ya que se utiliza materiales como el cartón yeso, y también se ha tomado en cuenta que solo un tercio de este peso actúa en la viga, por lo tanto el peso de paredes es de 75kg/m<sup>2</sup> para el primer caso y de 27kg/m<sup>2</sup> para el segundo caso. El peso de instalaciones eléctricas se ha considerado 10kg/m<sup>2</sup> y el de instalaciones sanitarias y contraincendios de 15 kg/m<sup>2</sup>, de acuerdo a la recomendación estructural del Ing, Estuardo Peñaherrera.

Tabla 3. Carga permanente – Bloque Regular

<b>Cargas Permanentes</b>	<b>Espesor</b>	<b>Peso específico</b>	<b>Peso</b>
Masillado	2,00 cm	2200,00 kg/m <sup>3</sup>	44,00 kg/m <sup>2</sup>
Acabado de pisos	2,00 cm	2200,00 kg/m <sup>3</sup>	44,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Paredes (estimado)			75,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Instalaciones Eléctricas (estimado)			10,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Instalaciones Sanitarias (estimado)			15,00 kg/m <sup>2</sup>
		<b>CM</b>	<b>188,00 kg/m<sup>2</sup></b>

Tabla 4. Carga permanente – Bloque Irregular

<b>Cargas Permanentes</b>	<b>Espesor</b>	<b>Peso específico</b>	<b>Peso</b>
Masillado	2,00 cm	2200,00 kg/m <sup>3</sup>	44,00 kg/m <sup>2</sup>
Acabado de pisos	2,00 cm	2200,00 kg/m <sup>3</sup>	44,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Paredes (estimado)			27,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Instalaciones Eléctricas (estimado)			10,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Instalaciones Sanitarias (estimado)			15,00 kg/m <sup>2</sup>
		<b>CM</b>	<b>140,00 kg/m<sup>2</sup></b>

Tabla 5. Carga permanente - Planta de cubierta

<b>Carga permanente</b>	<b>Espesor</b>	<b>Peso específico</b>	<b>Peso</b>
Masillado	2,00 cm	2200,00 kg/m <sup>3</sup>	44,00 kg/m <sup>2</sup>
Acabado de pisos	2,00 cm	2200,00 kg/m <sup>3</sup>	44,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Paredes (estimado)			0,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Instalaciones Eléctricas (estimado)			10,00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Instalaciones Sanitarias (estimado)			15,00 kg/m <sup>2</sup>
		<b>CM</b>	<b>113,00 kg/m<sup>2</sup></b>

### 2.3.2 Carga Viva o Sobrecarga de Uso

La carga viva o sobrecarga de uso es aquella carga cuya acción es variable en el tiempo y se determina por la función y uso del edificio. Presenta variaciones frecuentes o continuas, no despreciables en relación a su valor medio.

Para el desarrollo de esta tesis la carga viva será adoptada de acuerdo a lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para las diferentes ocupaciones de los bloques, estas cargas son:

- Almacenes:  $4,8\text{kN/m}^2 \rightarrow 490 \text{ kg/m}^2$
- Corredores  $4,0\text{kN/m}^2 \rightarrow 410 \text{ kg/m}^2$
- Losa de cubierta:  $1\text{kN/m}^2 \rightarrow 102 \text{ kg/m}^2$

No se ha realizado reducción de carga viva en la losa de cubierta siguiendo la recomendación de NEC la misma que dice: “En la región andina y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 msnm, sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.”

La planta irregular tiene dos tipos de cargas de servicio, la primera es la carga correspondiente a corredores o pasillos y la segunda corresponde a la carga de los locales comerciales, esta distribución de cargas se observa en la Figura 20.

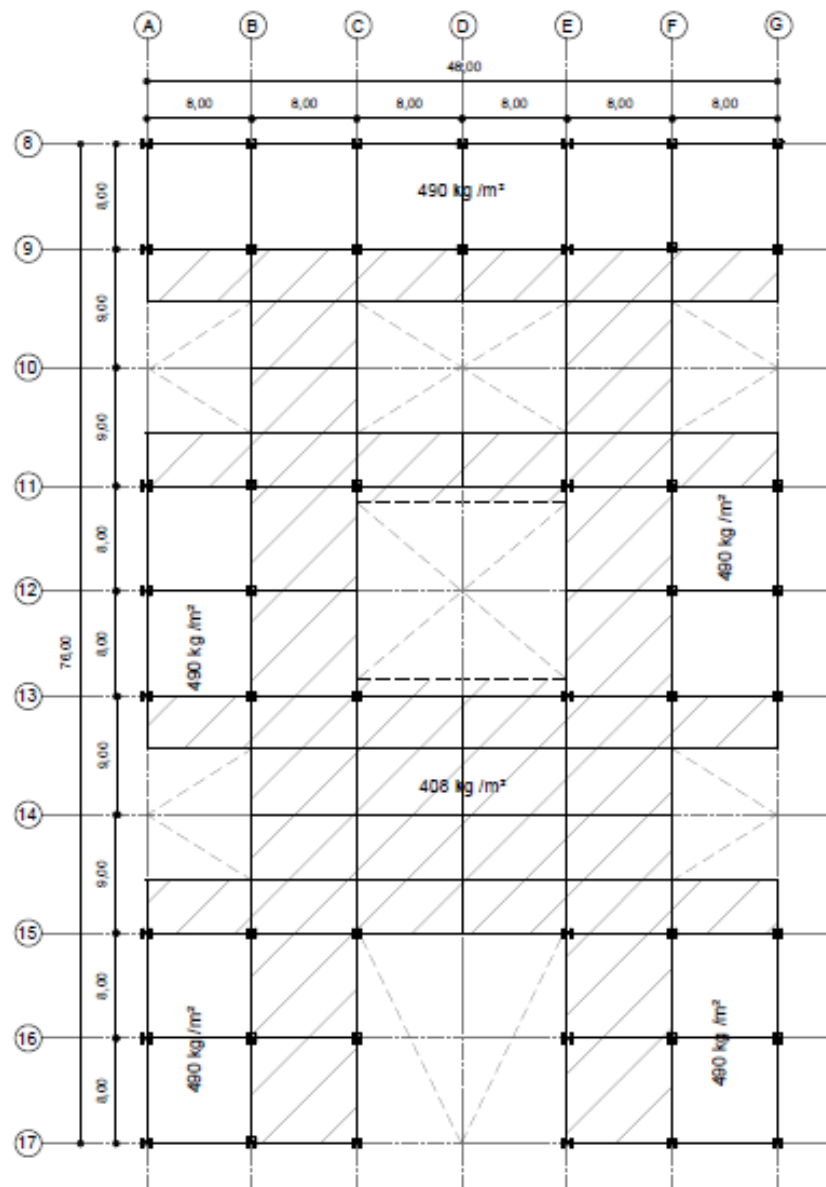


Figura 20. Distribución cargas de servicio – Planta irregular

Teniendo en cuenta las características del sistema de entrepiso y la carga viva que actuará en la estructura, podemos decir que: el sistema de entrepiso seleccionado soportara sin ningún inconveniente estas cargas, debido a que aproximadamente su capacidad de soporte duplica a la carga viva actuante en la misma.

## 2.4 Análisis estático equivalente

El método estático, también llamado de fuerza lateral equivalente, sustituye la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática equivalente. Con él, la estructura se diseña para resistir una fuerza sísmica aplicada en la base de la estructura (cortante basal), la cual se distribuye en fuerzas laterales que actúan en cada uno de los niveles.

### 2.4.1 Código a utilizar

Siguiendo las especificaciones que se presentan en el capítulo 5 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 5.1.3, se utilizara el código ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings

### 2.4.2 Cortante Basal

Es 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. (Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente, 2013)

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_e\phi_p} * W$$



Para el cortante basal se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- *Factor de zona (Z)*: el CC estará ubicado en la ciudad de Quito.
- *Factor de importancia (I)*: se considera que en es una edificación de ocupación especial, ya que alberga más de 5000 personas.
- *Factor de reducción (R)*: la estructura tiene pórticos especiales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.
- *Coeficientes de configuración estructural ( $\Phi_e$ ,  $\Phi_p$ )*, dependen de la configuración en planta y en elevación que tienen cada uno de los modelos de los módulos que se desarrollan en la tesis.
- *Aceleración espectral ( $S_a$ )*: correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.
- *Carga reactiva (W)*: representa la carga reactiva por sismo

#### **2.4.2.1 Carga reactiva**

La Carga reactiva para estructuras de bodegas o de almacenaje, se calcula como el total la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. (Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente, 2013), es decir:

$$W = C_m + 0,5C_v$$

Ya que la carga reactiva depende de las cargas que actúan en la estructura es decir la carga permanente y la carga de sobrecarga de cada uno de los pisos, esta carga es diferente para cada uno de los modelos estudiados.

### 2.4.2.2 Aceleración espectral

El cálculo de la aceleración espectral depende de un rango de periodos de vibración estructural, y se define mediante la aplicación de las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a (1 + (\eta - 1) T / T_o) \quad \text{para} \quad T \leq T_o$$

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

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

Dónde:  $r$  es un factor que depende del tipo de suelo, para suelos tipo A, B o C  $r = 1$  y para suelos tipo D o E  $r = 1,5$  y  $\eta$  es la relación de amplificación espectral, la cual depende de la región del Ecuador.

Tabla 6. Relación de amplificación espectral ( $\eta$ )

Región	$\eta$
Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas	1,80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2,48
Provincias del Oriente	2,60

Las ecuaciones para los límites de periodo de vibración son:

$$T = ct * hn^\alpha$$

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Estas ecuaciones dependen de los factores de sitio  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ . Estos parámetros son función principalmente del tipo de suelo y el factor de zona, el valor de estos parámetros se encuentran especificados en NEC.

En esta tesis se ha decidido trabajar con suelo de perfil “C”, debido a que al comparar los factores de sitio entre los suelos de tipo “B”, “C” y “D”, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el suelo de perfil C tiene un rango intermedio de estos factores, como se puede observar en la Tabla 7.

Tabla 7. Factores de sitio suelos B, C y D

<i>Suelo tipo B</i>		<i>Suelo tipo C</i>		<i>Suelo tipo D</i>	
<i>F<sub>a</sub></i>	1,00	<i>F<sub>a</sub></i>	1,20	<i>F<sub>a</sub></i>	1,20
<i>F<sub>d</sub></i>	1,00	<i>F<sub>d</sub></i>	1,30	<i>F<sub>d</sub></i>	1,40
<i>F<sub>s</sub></i>	0,75	<i>F<sub>s</sub></i>	1,30	<i>F<sub>s</sub></i>	1,50

#### 2.4.2.3 Factores - Modelo regular

Para todos los bloques que presentan una configuración en planta regular, los parámetros adaptados para determinar el cortante basal son:

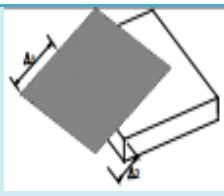
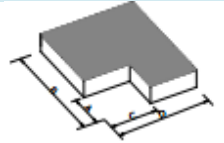
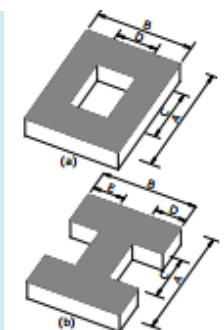
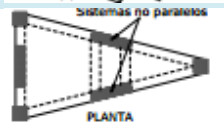
Tabla 8. Factores para cortante basal modelo regular

<b>Datos</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	Datos obtenidos del NEC
<b>Z</b>	Factor de Zona	0,40	
<b>I</b>	Factor de Importancia	1,30	
<b>R</b>	Factor de Reducción	6,00	
<b>Φ<sub>p</sub></b>	Coeficiente de configuración estructural en planta	1,00	
<b>Φ<sub>e</sub></b>	Coeficiente de configuración estructural en elevación	1,00	

#### 2.4.2.4 Factores - Modelo irregular

Uno de los principales parámetros en el análisis y diseño de estructuras que presentan plantas con características de irregularidad es el coeficiente de configuración en planta  $\phi_p$ . Existen diferentes tipos de irregularidad, los mismos que pueden clasificarse de acuerdo a la Tabla 9, aquí se encuentran los respectivos coeficientes descritos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

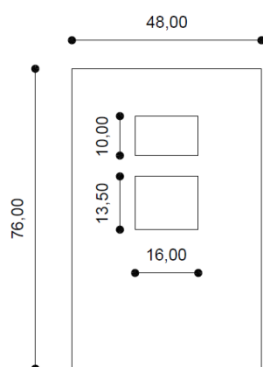
Tabla 9. Irregularidad en planta

Tipo	Formula	Coficiente	Representación grafica
<b>Irregularidad torsional</b>	$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$	$\phi_p = 0.9$	
<b>Retrocesos excesivos en las esquinas</b>	$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$	$\phi_p = 0.9$	
<b>Discontinuidades en el sistema de piso</b>	a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$	$\phi_p = 0.9$	
<b>Ejes estructurales no paralelos</b>		$\phi_p = 0.9$	

De acuerdo a lo expuesto anteriormente se puede decir que la segunda configuración estructural en planta (Figura 2) podría presentar una irregularidad tipo 3, es decir tendría discontinuidades en el sistema de piso.

A continuación se realiza las respectivas operaciones algebraicas para comprobar si la configuración en planta presenta este tipo de irregularidad.

### Tipo 3.a



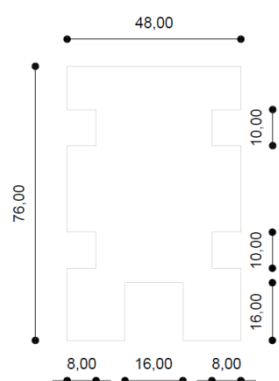
$$Cx D > 0.5Ax B$$

$$(13.50 \times 16.00) + (10 \times 16) > 0.5(48 \times 76)$$

$$216 + 160 > 0.5 \times 3648$$

$$376 > 1824 \rightarrow \text{No presenta irregularidad}$$

### Tipo 3.b



$$[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$$

$$[4 \times 8 \times 10 + 16 \times 16] > 0.5(48 \times 76)$$

$$[320 + 256] > 0.5 \times 3648$$

$$576 > 1824 \rightarrow \text{No presenta irregularidad}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, la planta no tiene discontinuidades apreciables causadas por aberturas, entrantes y huecos, ya que su área no es mayor al 50% del área total del piso, por lo tanto se considera como una planta regular y para el cálculo del cortante basal se toman los mismos parámetros para las dos configuraciones estructurales.

### 2.4.3 Parámetros para el Análisis Estático Equivalente

Cada modelo estructural tiene distintos valores para las incógnitas necesarias para realizar el análisis estático, estos parámetros se presenta en la Tabla 11 y en Tabla 12.

Tabla 10. Periodos de Vibración y Carga Reactiva

Modelos		Periodos de Vibración			Carga Reactiva
		T (s)	To (s)	Tc (s)	W (Tn)
2 pisos	1	0,4707	0,1408	0,7746	1956,02
	3	0,4707	0,1408	0,7746	2419,81
4 pisos	2	0,7916	0,1408	0,7746	4477,27
	4	0,7916	0,1408	0,7746	5333,99

Tabla 11. Aceleración Espectral y Cortante Basal

Modelos		Aceleración Espectral	Cortante Basal	
		Sa	V	Cf
2 pisos	1	1,19	504,50	0,2579
	3	1,19	624,12	0,2579
4 pisos	2	1,16	1130,02	0,2524
	4	1,16	1346,25	0,2524

#### 2.4.4 Combinación de Cargas

Para realizar un análisis y diseño adecuado de la estructura y sus diferentes componentes, se debe asegurar que la estructura sea capaz de soportar los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las combinaciones de carga recomendadas por el NEC.

$$1,4 DL$$

$$1,2 DL + 1,6LL + 0,5RL$$

$$1,2 DL + 1,0LL + 1,6RL$$

$$1,2 DL + 1,6LL + 0,5SL$$

$$1,2 DL + 1,0LL + 1,6SL$$

$$0,9 DL \pm 1,6WL$$

$$1,2 DL + 1,6RL \pm 0,8WL$$

$$1,2 DL + 1,0LL + 0,5RL \pm 1,6WL$$

$$1,2 DL + 1,6SL \pm 0,8WL$$

$$1,2 DL + 1,0LL + 0,5SL \pm 1,06WL$$

$$0,9 DL \pm 1,0EL$$

$$1,2 DL + 1,0LL + 0,2SL \pm 1,0EL$$

Donde:

- DL: Carga muerta
- LL: Carga viva
- RL: Carga de lluvia

- SL: Carga de granizo
- WL: Carga de viento
- EL: Carga Sísmica.

Tomando en cuenta estas combinaciones y aplicandolas a las cargas que se tienen para el diseño se han obtenido las siguientes combinaciones:

$$1,4 CM$$

$$1,2 CM + 1,6CV$$

$$1,2 CM + 1,0CV$$

$$1,2 CM + 1,0CV \pm EQX1$$

$$1,2 CM + 1,0CV \pm EQX2$$

$$1,2 CM + 1,0CV \pm EQY1$$

$$1,2 CM + 1,0CV \pm EQY2$$

$$0,9 CM \pm EQX1$$

$$0,9 CM \pm EQX2$$

$$0,9 CM \pm EQY1$$

$$0,9 CM \pm EQY2$$

Donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva
- EQX1: Fuerza lateral estática equivalente en sentido X con excentricidad +
- EQX2: Fuerza lateral estática equivalente en sentido X con excentricidad -
- EQY1: Fuerza lateral estática equivalente en sentido Y con excentricidad +
- EQY2: Fuerza lateral estática equivalente en sentido Y con excentricidad -



La excentricidad positiva está ubicada a la izquierda del centro de masas, y la excentricidad negativa está ubicada a la derecha del centro de masas, el valor de la excentricidad es del 5% (0.05)

#### 2.4.5 Modelación estática

La modelación estática se realizó en el programa ETABS 2013 Versión 13.1.1 por las facilidades que ofrece para el análisis y diseño de estructuras. Para el análisis estático la estructura se modeló completamente dentro del software anteriormente mencionado, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones de materiales y elementos.

El sistema estructural se definió como un sistema estructural de Acero con pórticos especiales a momentos (PEM) o special moment frame (SMF), el material a considerar para los elementos estructurales (vigas, correas y columnas) es Acero A36, el cual presenta las siguientes características:

Tabla 12. Características del acero A36

<i>Símbolo</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidad</i>
<b>E</b>	Módulo de elasticidad	20389,02	Kg/mm <sup>2</sup>
<b>Fy</b>	Resistencia a la fluencia	25,31	Kg/mm <sup>2</sup>

Los elementos columnas y vigas se los grafica con elementos tipo “frame”, con secciones tipo I laminadas en caliente, las vigas secundarias o las correas sobre los cuales se asienta la placa colaborante tienen secciones tipo I y están colocadas en

sentido perpendicular con respecto al DECK, se las modela como vigas compuestas, las losas fueron modeladas como elementos tipo “Floor/Wall”, cuyas características fueron definidas como un sistema de entrepiso DECK1.

La condición de apoyo de las columnas es considerado como un simple apoyo, por las características constructivas que se dan cuando se trabaja con estructuras de acero, el trabajar con un empotramiento perfecto resulta una dificultad el momento de la construcción pues se debe asegurar que se de este empotramiento.

Para el análisis estático se define los tipos de solicitaciones a los que estarán sometido los modelos, se define cargas para peso propio (Dead), carga viva (Live), carga muerta (Super Dead), y las cargas para el análisis sísmico estático (Seismic). La creación de las cargas para el análisis sísmico estático se realiza con la opción “User Coefficient” que permite ingresar el coeficiente obtenido en el cortante basal. Este análisis está formado por 4 casos de carga sísmica, en los cuales se evalúa el efecto del sismo en la dirección “x” y “y”, más el efecto de la excentricidad ya sea esta positiva o negativa. Una vez creados los diferentes estados de carga, se definen las combinaciones de cargas señaladas en la sección 2.4.4.

Los valores de carga permanente (paredes, instalaciones, etc) y de sobrecarga de uso se ingresan como cargas uniformemente distribuidas sobre los elementos modelados como losas.

## 2.5 Análisis modal espectral

Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Las respuestas modales máximas son calculadas utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta, que corresponden a los periodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total. (Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente, 2013)

### 2.5.1 Espectro elástico de respuesta

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, (Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente, 2013). Para determinar el espectro elástico de aceleraciones utilizamos las ecuaciones expuestas en la sección 2.4.2.2, como se muestra en la Figura 21.

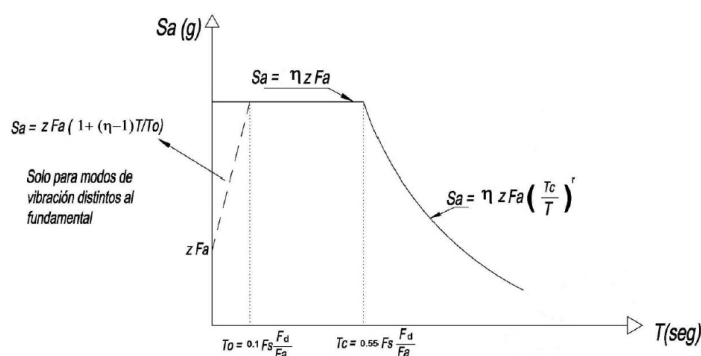


Figura 21. Espectro sísmico elástico de aceleraciones (NEC – 11)

Por lo tanto el espectro elástico de aceleraciones para los diferentes modelos del CC en análisis se muestra en la Figura 22.

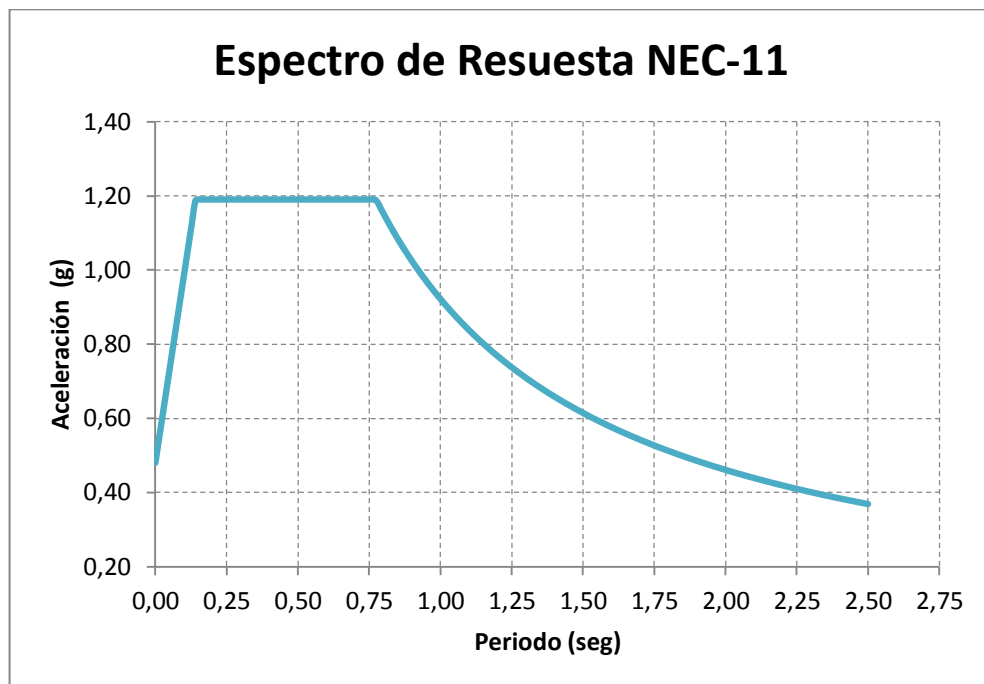


Figura 22. Espectro elástico de aceleraciones

### 2.5.2 Modos de vibración

Los modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo o una excitación dinámica (Aguilar, 2012). Existen varios modos en los que una estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica determinada. Cada modo tiene además una deformada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente. (Martinez, 2013)

Los 3 primeros modos de vibración de una estructura son los más representativos, el primer y segundo modo de vibración representan el desplazamiento lateral de la estructura y el tercer modo representa la torsión.



Figura 23. Modos de Vibración (Sísmica, 2014)

### 2.5.3 Número de modos

Se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. (Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente, 2013). En este análisis se han tomado 12 modos.

### 2.5.4 Combinación de modos

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, los cuales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador. (Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente, 2013)

### 2.5.5 Modelación dinámica

Para realizar el análisis modal espectral en el programa ETABS 2013 se ingresa el espectro de diseño de la estructura, con el cual el programa simulara un sismo tanto en “x” como en “y”. La Figura 24 se presenta el espectro ingresado en el programa computacional.

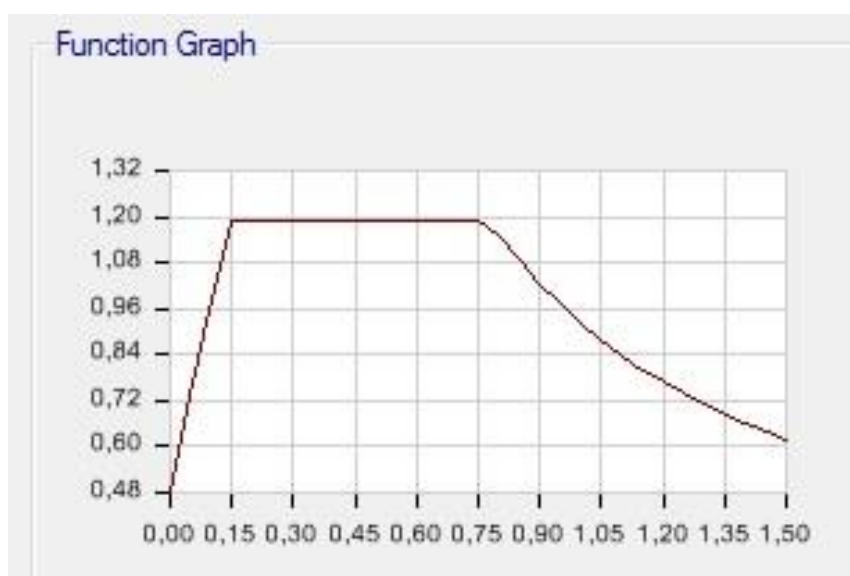


Figura 24. Espectro elástico ingresado en ETABS

Al definir el estado de carga que simulara el sismo, se define un factor de escala que viene dado por:

$$f_e = \frac{I}{R\phi_e\phi_p} * g$$

donde,  $f_e$  es factor de escala y  $g$  es la gravedad

Para las estructuras regulares e irregulares tenemos un factor de escala  $f_e = 2124,77 \text{ mm/s}^2$ . De igual manera siguiendo las especificaciones del código el factor de amortiguamiento a considerar es de 0,05. Este estado de carga será el mismo para el sismo en “x” como para el sismo en “y”.

Para cumplir con los requerimientos de NEC con respecto a la combinación modal en ETABS modal marcamos en CQC que es una combinación cuadrática completa y para la combinación direccional se marca SRSS que es suma de la raíces de la suma de sus cuadrados. Todas estas consideraciones estan en la Figura 25.

Load Case Data

General

Load Case Name: EQ ESPECTRAL [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro 1	2124,77
Acceleration	U2	Espectro 1	2124,77

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 25. Caso de carga para sismo con espectro

Al igual que en el análisis estático se debe establecer la distribución de masas de acuerdo a lo especificado, y las respectivas combinaciones de carga adicionando las que incluyan al sismo creado con el espectro, estas combinaciones son:

1,2 *CM* + 1,0*CV* + EQESPECTRAL

0,9 *CM* + EQESPECTRAL

## **2.6 Análisis paso a paso en el tiempo**

Este análisis se basa en usar una demanda en la estructura por medio de un registro sísmico. Al usar un registro sísmico la estructura va a seguir una historia de disipación de energía dependiendo de los contenidos de frecuencias y amplitudes de aceleración del sismo, es por ello que el análisis tiempo-historia es importante, nos da una respuesta estructural que depende del desarrollo del sismo. (Gálvez, 2011)

### **2.6.1 Registros acelerográficos**

De acuerdo al literal 2.7.7.7 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, los análisis paso a paso en el tiempo deben realizarse utilizando las dos componentes horizontales de los registros de acelerogramas de no menos de 3 eventos sísmicos. Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato. En la Tabla 13 se describe los sismos utilizados para este análisis, estos registros acelerográficos fueron tomados de la base de datos sísmicos de la tesis de grado del Ing. Paul Guerrero.



Tabla 13. Registros acelerográficos utilizados

Código	Estación	Componente	Figura
13a	Llayllay	280°	Figura 26
13b	Llayllay	190°	Figura 27
16a	Llolleo (Universidad de Chile)	100°	Figura 28
16b	Llolleo (Universidad de Chile)	10°	Figura 29
32a	Estación de Filandia (CFLAN)	E-W	Figura 30
32b	Estación de Filandia (CFLAN)	N-S	Figura 31

Los dos primeros registros acelerográficos pertenecen al Sismo ocurrido en Chile el 03/03/1995, cuya magnitud fue de 7.8, y el último par de registros pertenecen al Sismo que sacudió Colombia el 25/03/1999 y tiene una magnitud de 6.2.

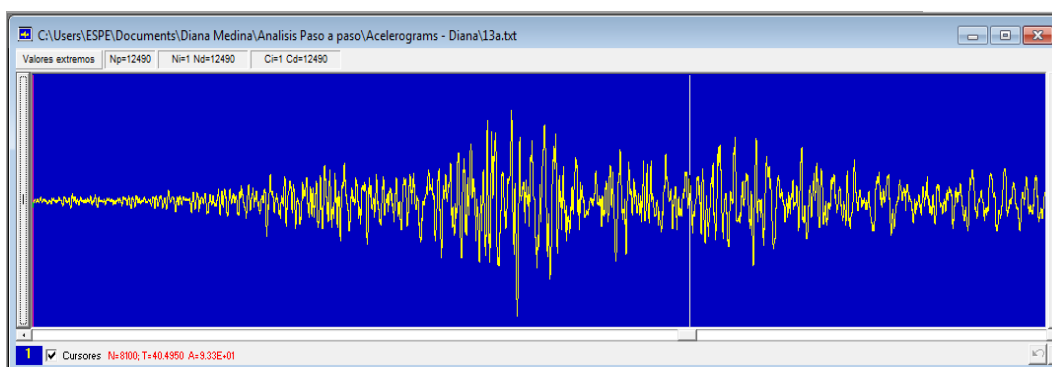


Figura 26. Acelerograma 13a

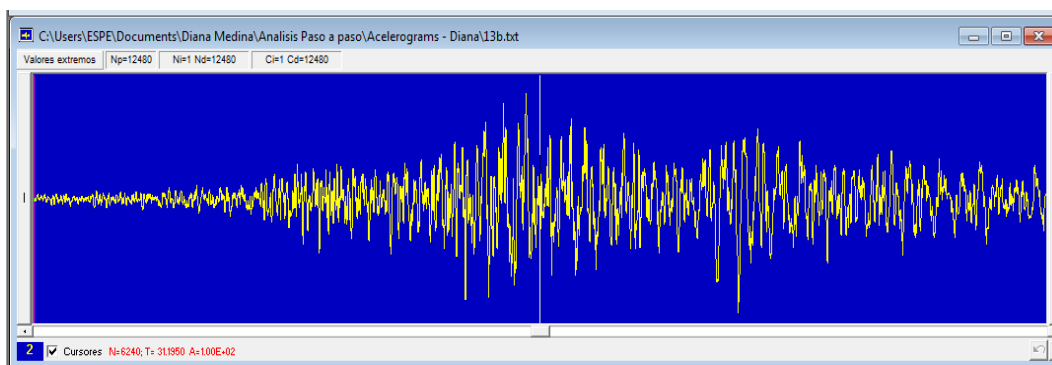


Figura 27. Acelerograma 13b

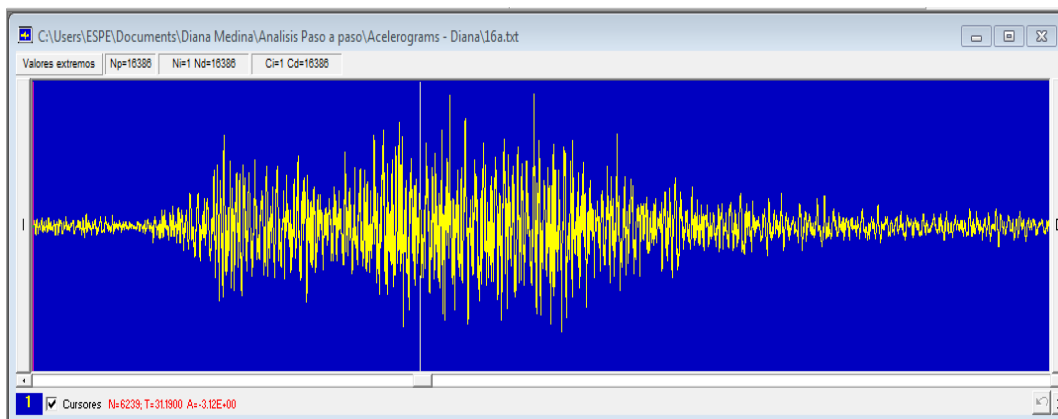


Figura 28. Acelerograma 16a

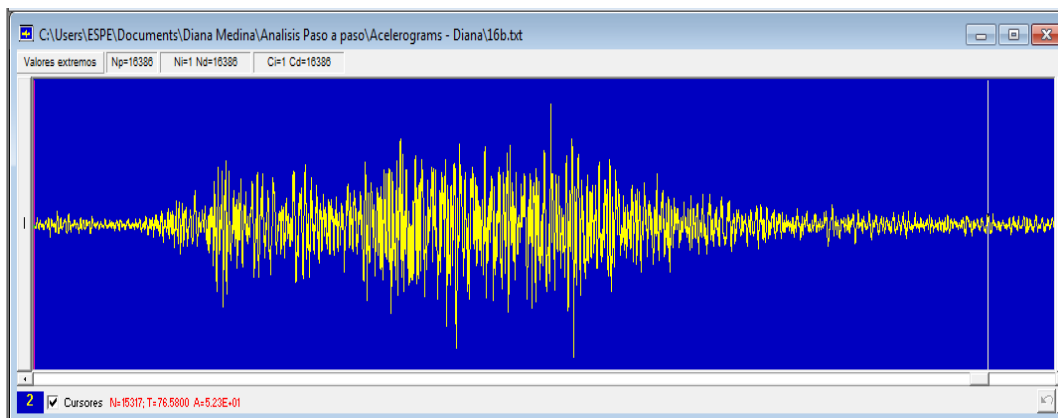


Figura 29. Acelerograma 16b

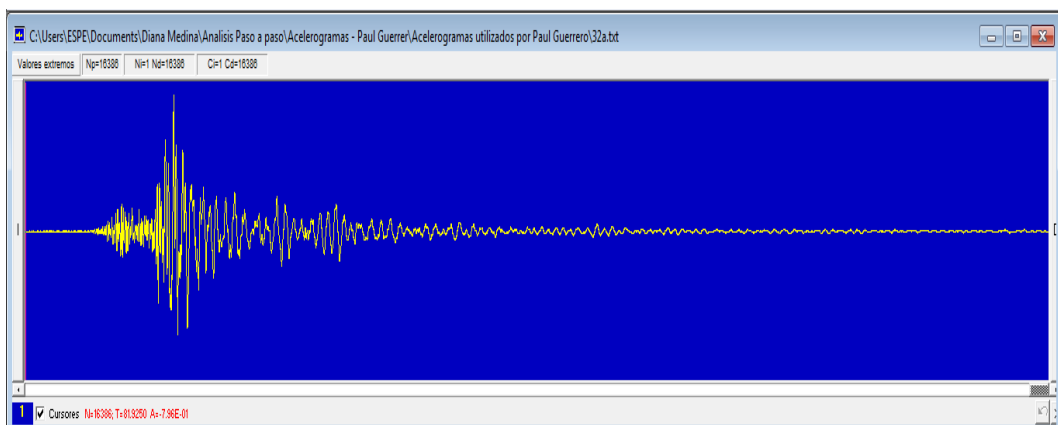


Figura 30. Acelerograma 32a

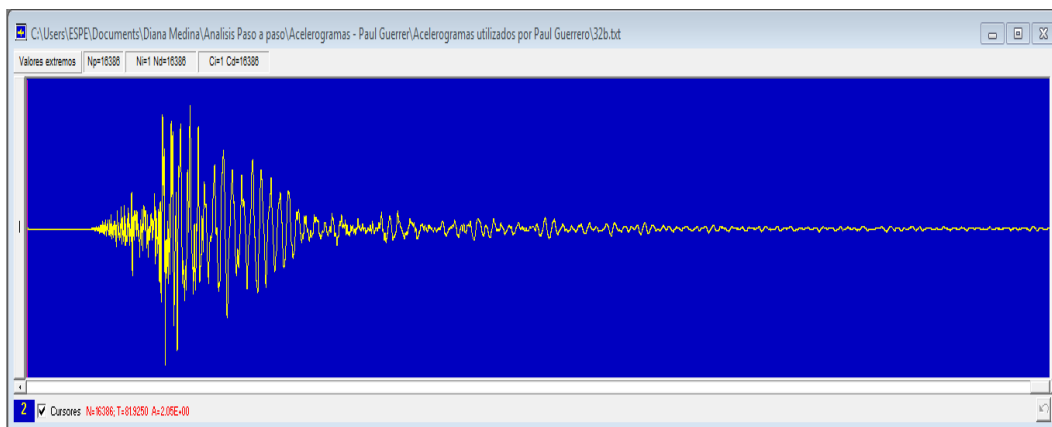


Figura 31. Acelerograma 32b

Con la ayuda del programa DEGTRA A4, se obtiene el espectro elástico de aceleraciones para cada uno de los acelerogramas, estos espectros se presentan en la Figura 32.

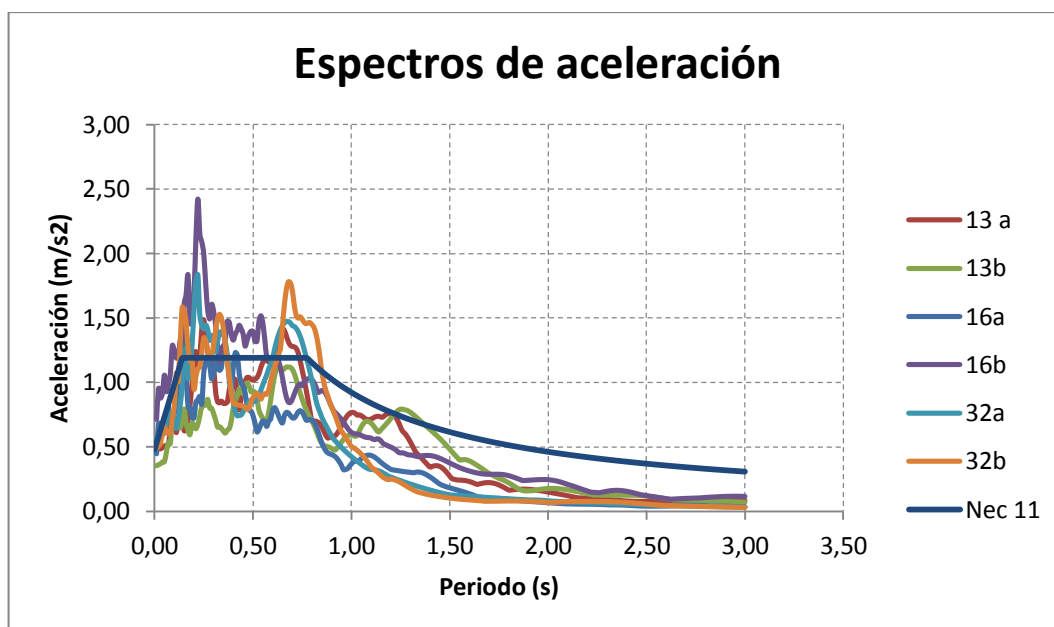


Figura 32. Espectros de respuesta de sismos seleccionados

## 2.6.2 Escalamiento de Espectros

Para realizar el escalamiento de sismos, utilizamos el periodo obtenido del análisis modal espectral para el modelo estructural de 4 pisos, un periodo de 0.78 segundos, a partir del cual se determina un factor de escalamiento calculado con el siguiente procedimiento:

- Determinar la aceleración obtenida para este periodo, en los espectros de los registros acelerográficos ( $A_{ra}$ ) y el espectro del NEC 11 ( $A_{NEC}$ )
- El factor de escalamiento ( $fe$ ) es la fracción entre la aceleración  $A_{NEC}/A_{ra}$
- Para obtener los espectros escalados se multiplica  $fe$  por los valores de aceleración del espectro a escalar.
- Se observa que en el periodo seleccionado, el valor de las aceleraciones sea igual en los dos espectros.

En la Tabla 14, se presentan los  $fe$  para cada uno de los registros seleccionados.

Tabla 14. Factor de escalamiento

Registro	$fe$	$fe$ utilizado
13a	1,376	1,567
13b	1,567	
16a	1,667	1,667
16b	1,150	
32a	1,036	1,036
32b	0,809	

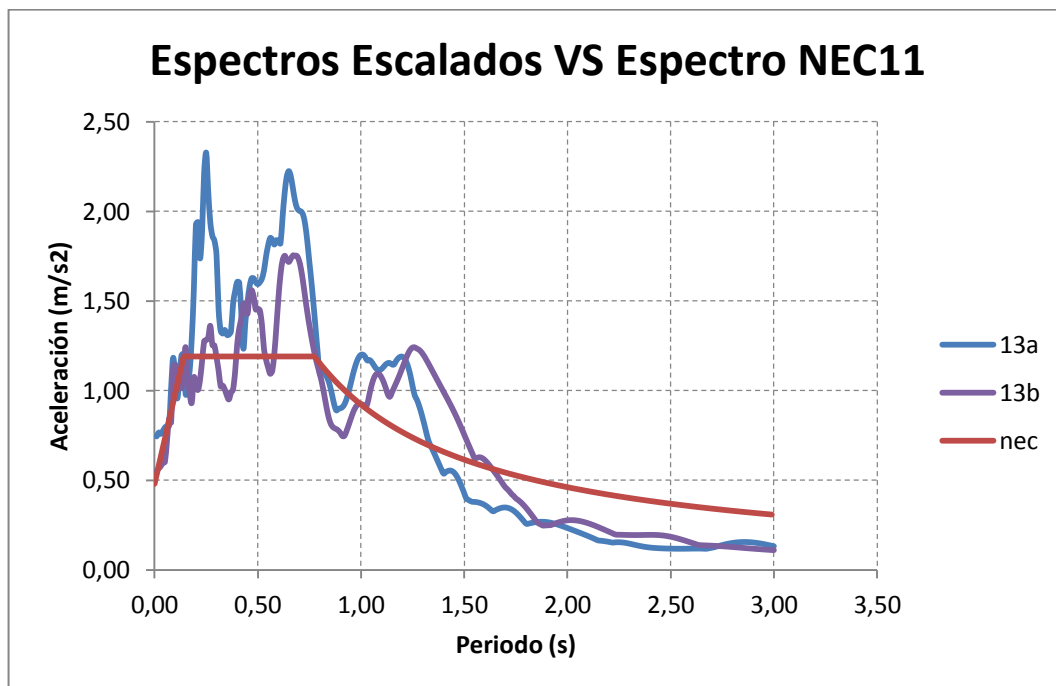


Figura 33. Espectro escalado 13a-13b VS Espectro NEC 11

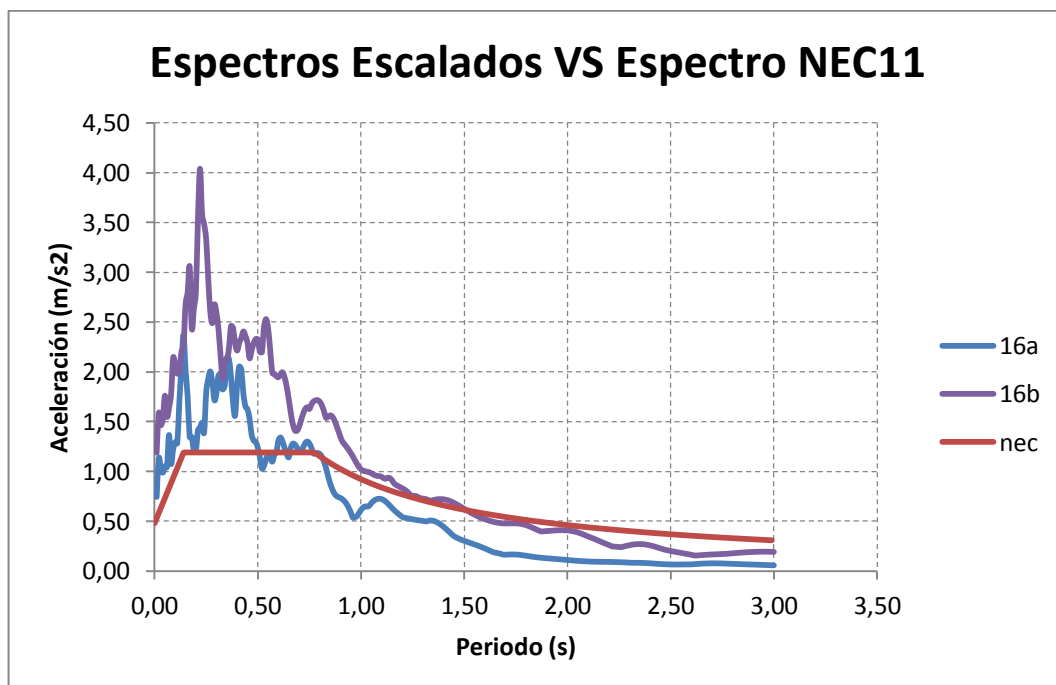


Figura 34 Espectro escalado 16a-16b VS Espectro NEC 11

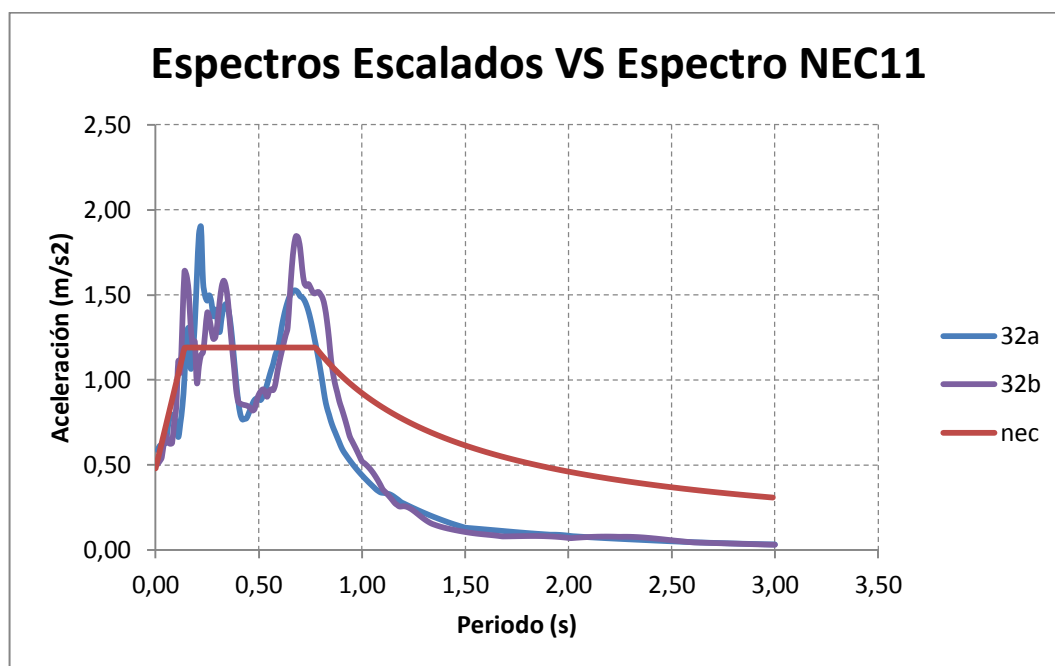


Figura 35 Espectro escalado 32a-32b VS Espectro NEC 11

### 2.6.3 Análisis lineal paso a paso en el tiempo

Para realizar este análisis utilizando el programa ETABS 2013 es necesario ingresar los registros acelerográficos de las dos componentes del sismo y definir el correspondiente estado de carga.

#### 2.6.3.1 Modelación paso a paso lineal

A continuación se presenta la secuencia adecuada para realizar una correcta modelación dinámica lineal:

- a) Registros acelerográficos: Para ingresar los acelerogramas se utiliza el menú Define → Functions → Time History, como se observa en la Figura 36.

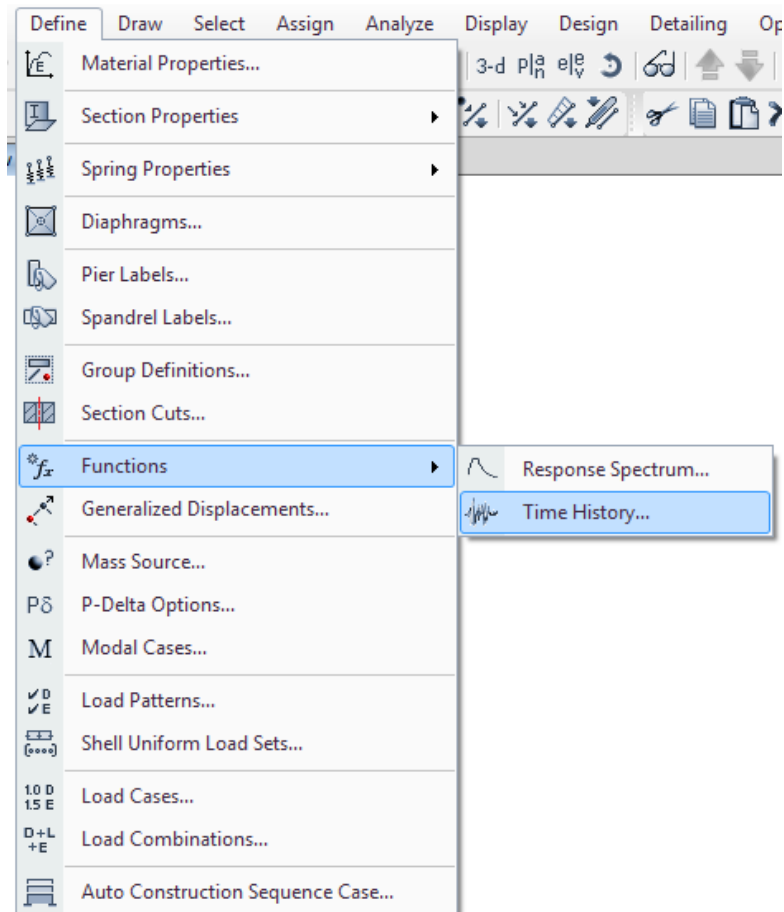


Figura 36. Secuencia – Ingreso de registros acelerográficos

En la ventana de la Figura 37, se cambia el tipo de función a definir y se selecciona la opción *From File*, y hacemos click en *Add New Function*.

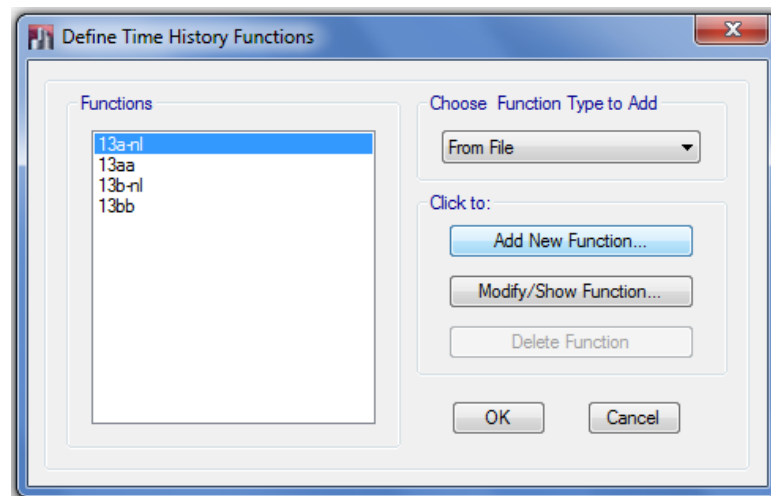


Figura 37. Ventana – Define Time History Functions

En la ventana de la Figura 38, se define el registro acelerográfico a utilizar.

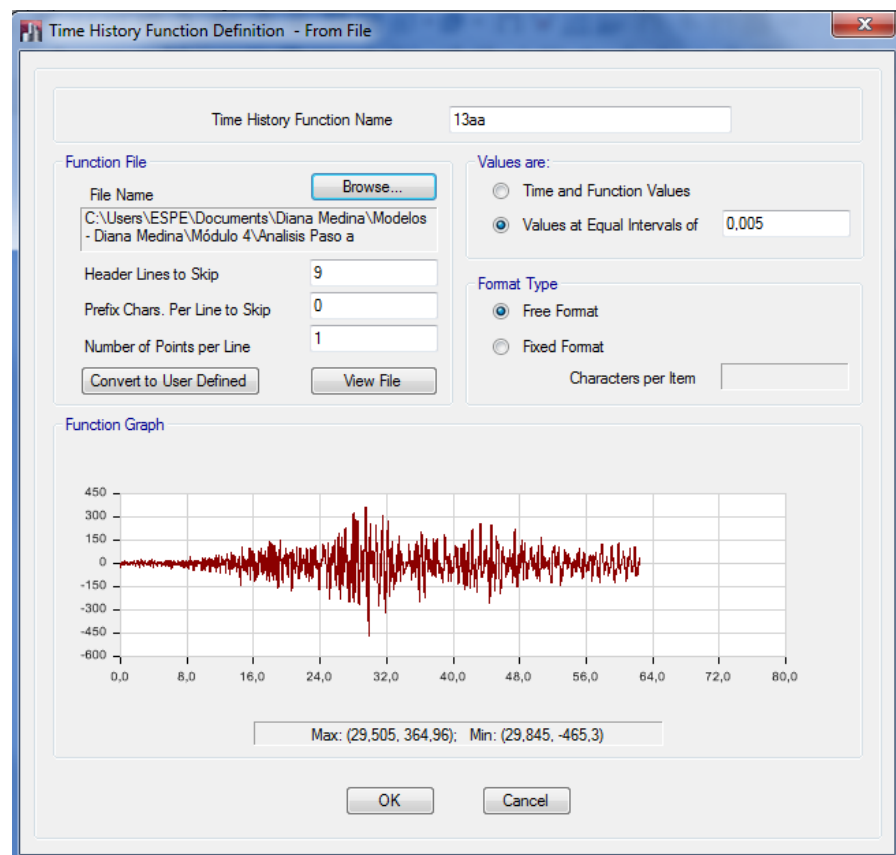


Figura 38. Ventana - Time History Function Definition – From File



- b) Estado de carga: Se define el estado de carga teniendo en cuenta las consideraciones presentadas en la Figura 39, donde el factor de escala es calculado como:

$$f_{ee} = \frac{I}{R\phi_e\phi_p} * f_e * 10$$

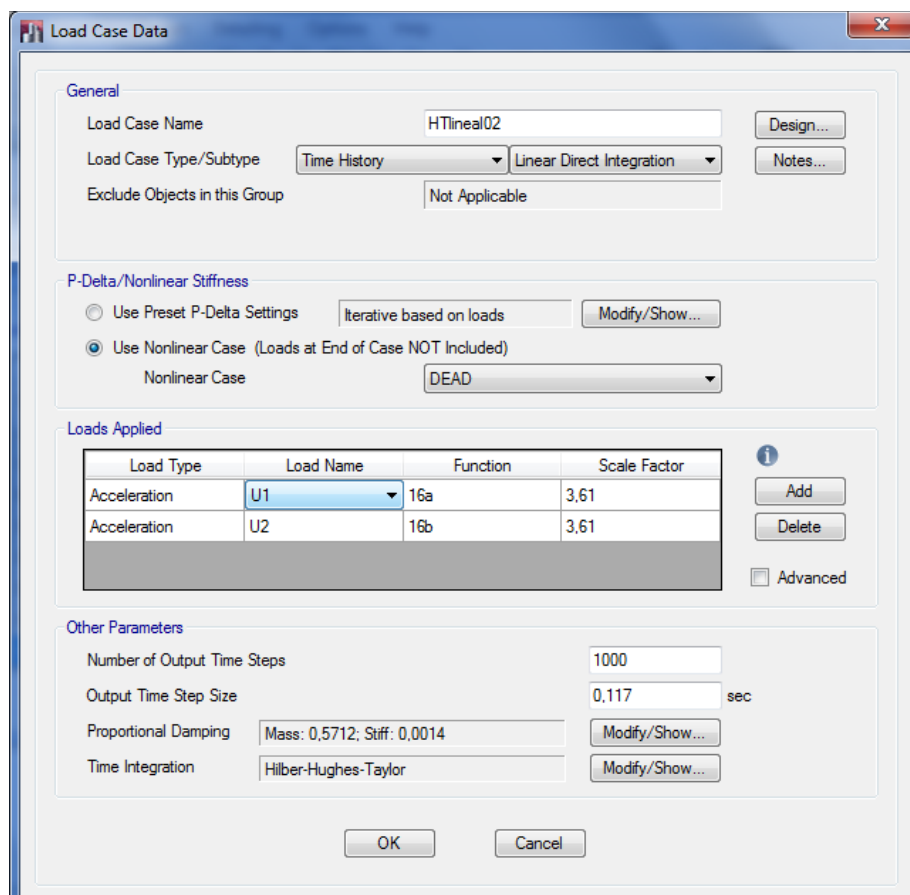


Figura 39. Caso de carga – Análisis Lineal

*Proportional Damping*.- Depende del amortiguamiento y se calcula o modifica de acuerdo a la Figura 40

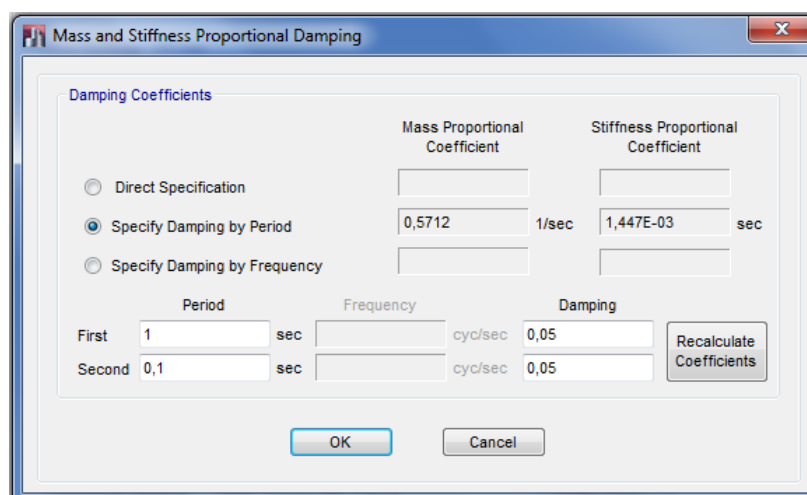


Figura 40. Proportional Damping

### 2.6.3.2 Resultados del análisis paso a paso en el tiempo lineal

Este análisis es aplicado al cuarto módulo, debido a que este representa la estructura más completa del análisis, la respuesta en el tiempo de la estructura se muestra para los distintos acelerogramas en las Figura 41, Figura 42 y Figura 43 respectivamente. En la Tabla 15 se detallan los desplazamientos máximos obtenidos del análisis

Tabla 15. Desplazamientos máximos

Sismo	Tiempo (s)	Desplazamiento máximo (mm)	Tiempo (s)	Desplazamiento mínimo (mm)
13	32,10	65,72	32,46	-62,41
16	38,49	51,73	38,14	-60,22
32	14,022	57,87	14,43	-57,57

- 13a y 13b

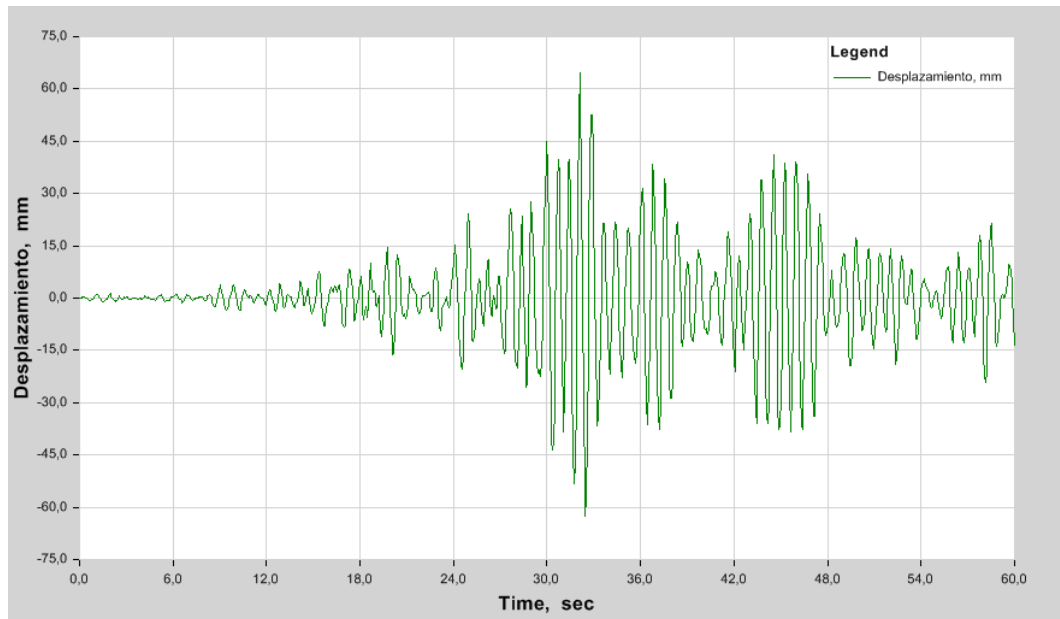


Figura 41. Respuesta en el tiempo con acelerograma 13a y 13b

- 16a y 16b

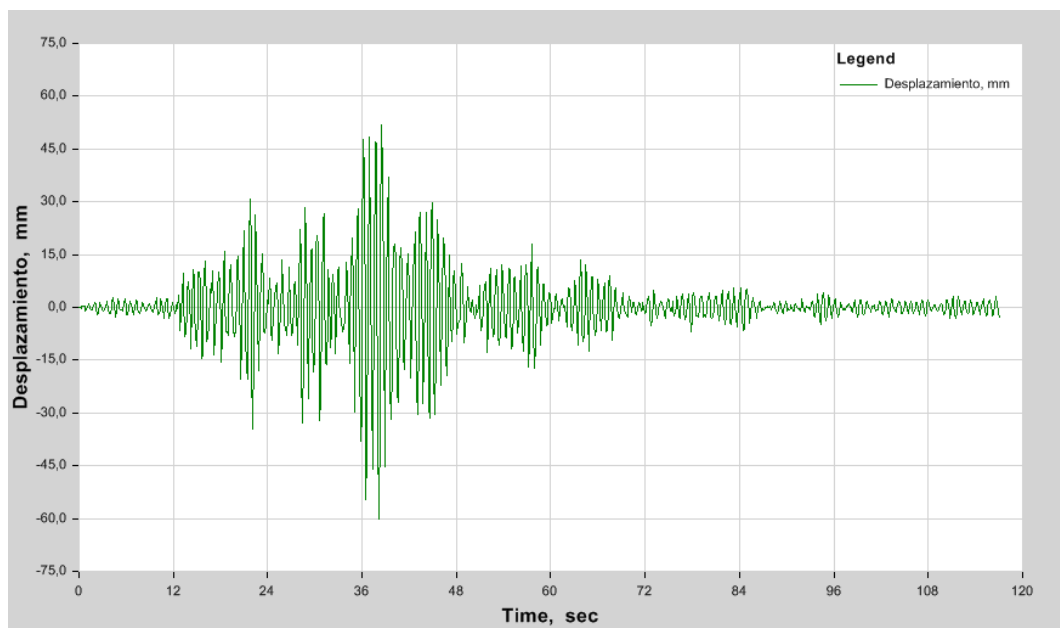


Figura 42. Respuesta en el tiempo con acelerograma 16a y 16b

- 32a y 32b

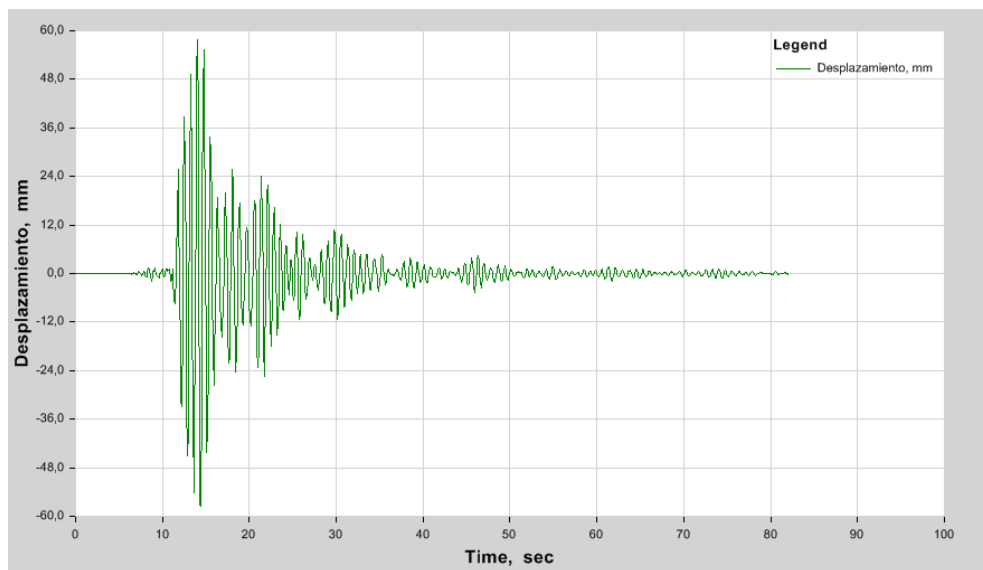


Figura 43. Respuesta en el tiempo con acelerograma 32a y 32b

La respuesta en el tiempo de la fuerza en la base de las columnas bajo la acción de los acelerogramas seleccionados se presenta en la Figura 44, Figura 45 y Figura 46.

- 13a y 13b

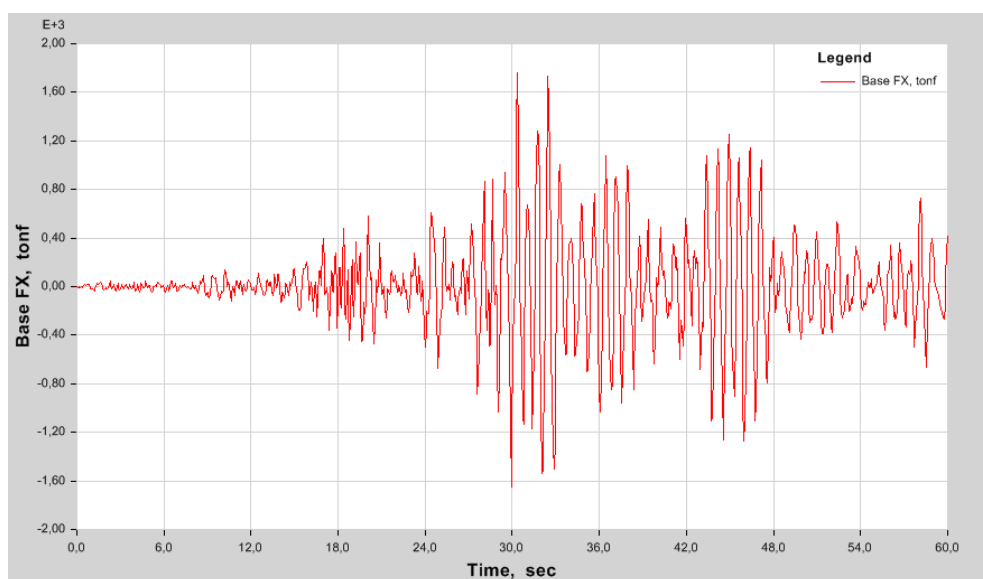


Figura 44. Respuesta en el tiempo- Fuerza basal acelerograma 13a y 13b

- 16a y 16b

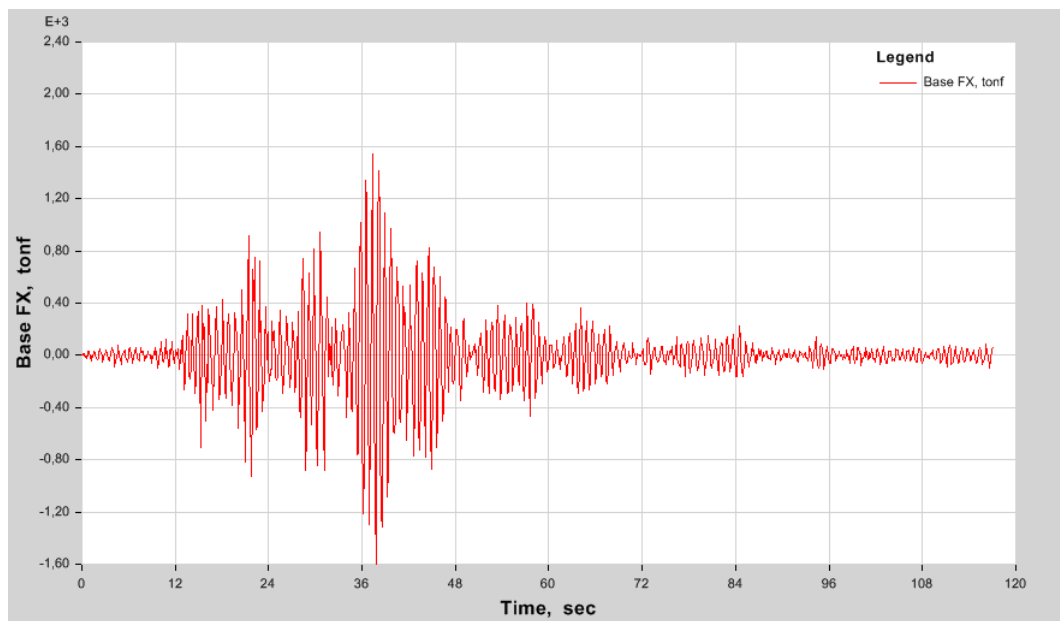


Figura 45. Respuesta en el tiempo- Fuerza basal acelerograma 16a y 16b

- 32a y 32b

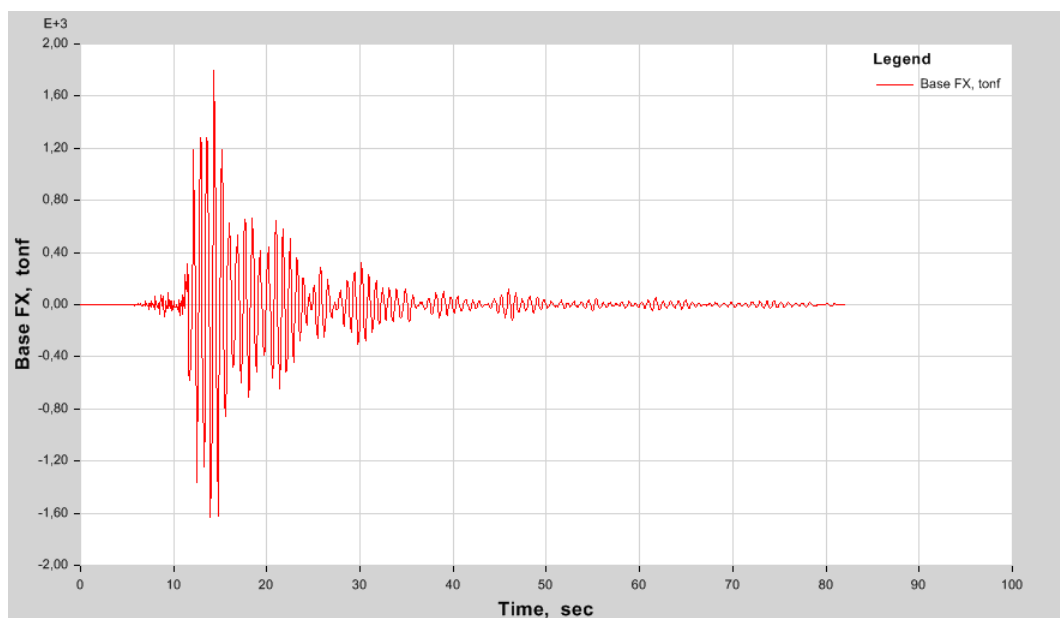


Figura 46. Respuesta en el tiempo- Fuerza basal acelerograma 32a y 32b

En la Tabla 16 se detalla la fuerza basal máxima para cada uno de los sismos.

Tabla 16. Fuerza basal máxima

Sismo	Tiempo (s)	Fuerza Basal (T)	Tiempo (s)	Fuerza Basal (T)
13	30,36	1756,99	29,94	-1646,00
16	37,32	1546,20	37,79	-1597,00
32	14,35	1793,02	13,94	-1629,00

#### 2.6.4 Análisis no lineal paso a paso en el tiempo

El análisis paso a paso en el tiempo no lineal se lo realiza con la ayuda del programa computacional ETABS, para realizar este análisis es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Diseño final de la estructura
- Considerar la ubicación de las rótulas plásticas.

##### 2.6.4.1 Rotulas plásticas

En este numeral se presenta una descripción de las rótulas plásticas, que se asignaran a los diferentes elementos de la estructura en análisis.

- Rótula plástica por Momento: La rótula plástica por momento se produce cuando el momento actuante sobre el elemento ha superado la resistencia a flexión del elemento. Este tipo de rótula representa un daño concentrado en el elemento.
- Rótula plástica por Momento y Carga Axial: Este tipo de rótula se utiliza para considerar el daño que se genera por la presencia de carga axial, debido a que

por la excentricidad que esta pueda presentar se generan momentos adicionales.

#### 2.6.4.2 Modelación paso a paso no lineal

El procedimiento para realizar la modelación dinámica no lineal se presenta a continuación:

- a) Registros acelerográficos: El ingreso de los registros acelerográficos se realiza siguiendo la secuencia presentada para el análisis anterior. Es posible reducir este registro si se tiene en cuenta la zona de mayor respuesta obtenida del análisis lineal, se selecciona de ser posible un valor inicial y final igual a cero o cercano a cero, esta reducción debe hacerse sin alterar la aceleración máxima y mínima del acelerograma. En la Figura 47 se presenta el acelerograma 13a reducido.

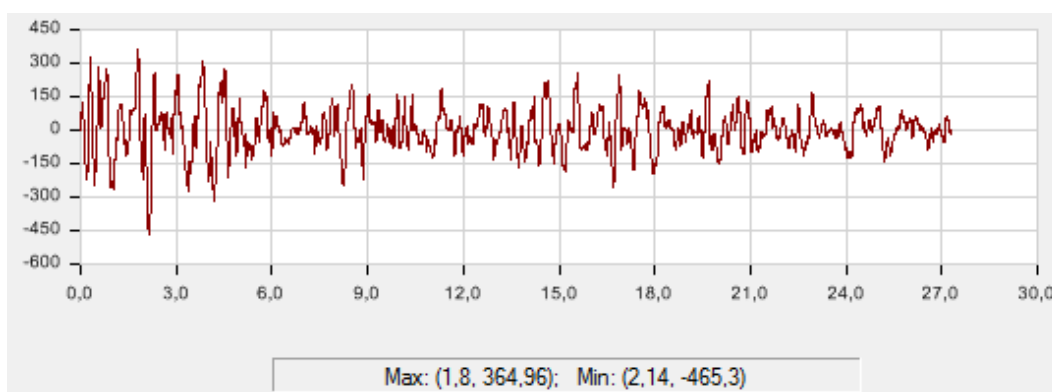


Figura 47. Acelerograma 13a para análisis no lineal

- b) Estado de carga: Para definir el estado de carga es necesario detallar la siguiente información: Tipo de carga: “Time History”; Subtipo: “Nonlinear Direct Integration”, Factor de escala es:

$$f_{ee} = \frac{I}{R\phi_e\phi_p} * f_e * 10$$

Los factores de *Output Time Step Size* y *Proportional Damping* son los especificados para el caso de análisis paso a paso en el tiempo lineal.

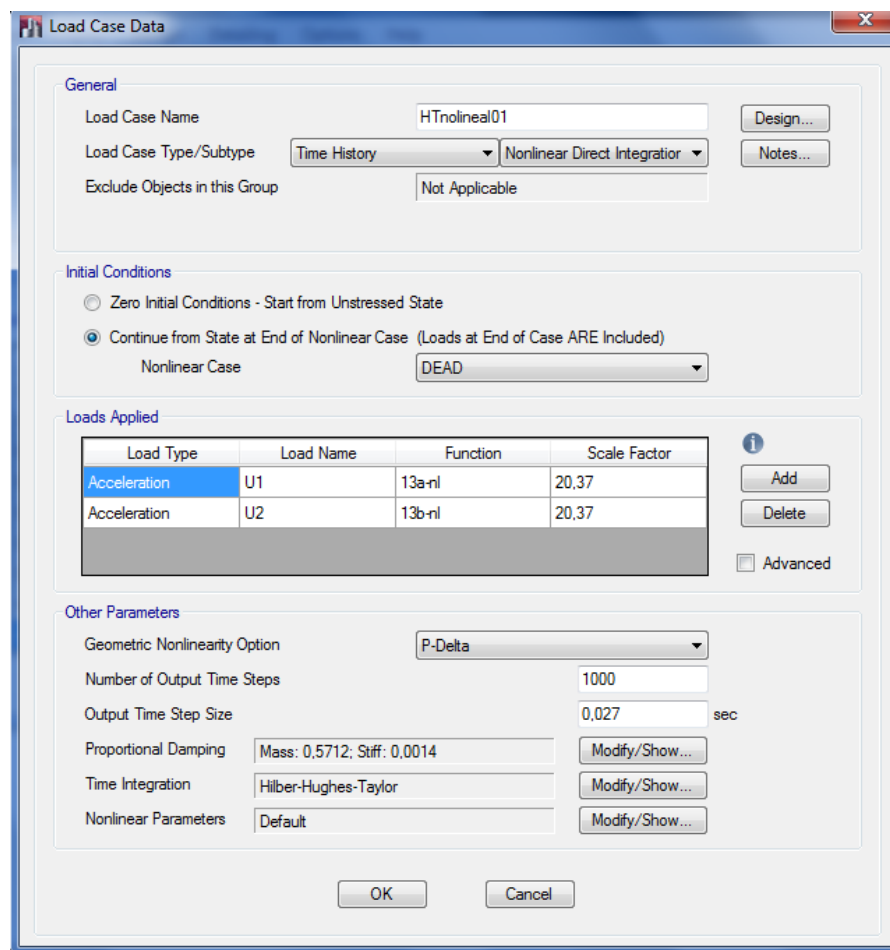


Figura 48. Estado de carga – Análisis no Lineal



c) Asignación de Rótulas Plásticas: Las rótulas plásticas son un parámetro fundamental para el desarrollo del análisis no lineal, a continuación se indica el procedimiento de asignación en ETABS:

1. Se selecciona los elementos de la estructura
2. En menú Asignar realizamos la secuencia que se observa en la Figura 49.

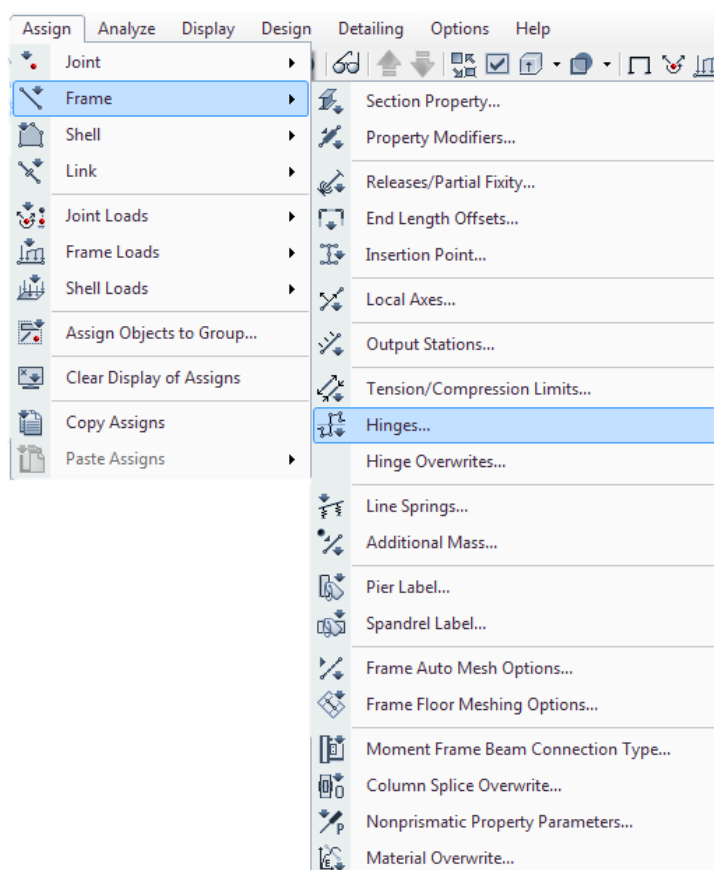


Figura 49. Secuencia – Asignar rótulas plásticas

3. En la ventana que se observa en la Figura 50 se define el tipo de rótula que se desea asignar, se elige la propiedad de la rótula y la distancia relativa de está, se selecciona 0 para indicar que va al inicio del elemento y 1 para el final del elemento.

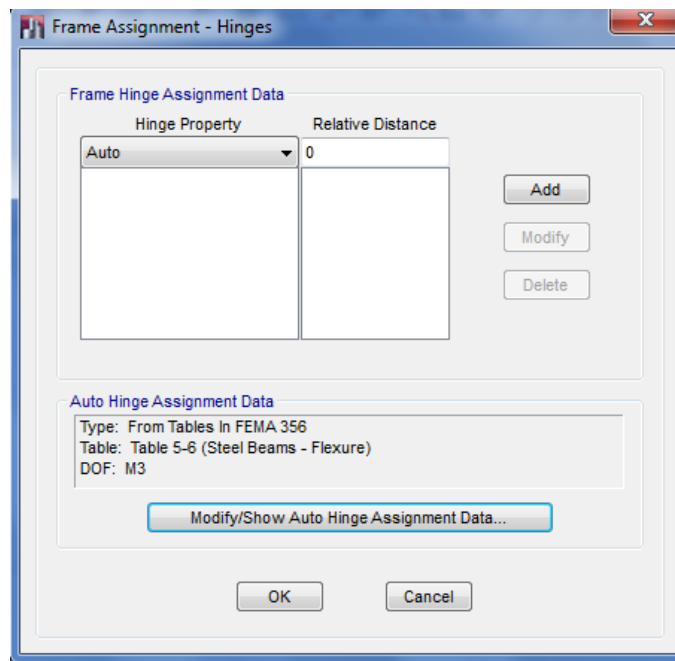


Figura 50. Ventana “Frame Assigment – Hinges”

4. Al hacer click en el botón añadir, aparecerá una nueva ventana que permite seleccionar los datos de la rótula, los principales parámetros a definir son: el código a utilizar que es FEMA 356 y la tabla del código que depende del tipo de elemento. Si se selecciona una viga el grado de libertad es M3, como se observa en la Figura 51, o P-M2-M3 si el elemento es una columna como se visualiza en la Figura 52

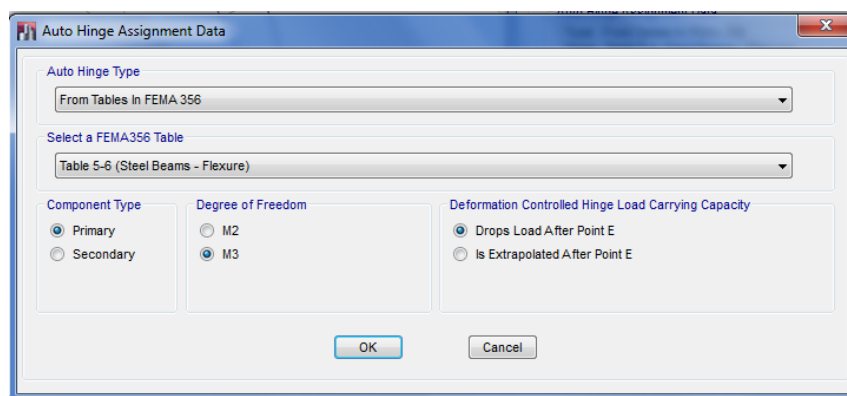


Figura 51. Ventana “Auto Hinge Assingment Data” para vigas

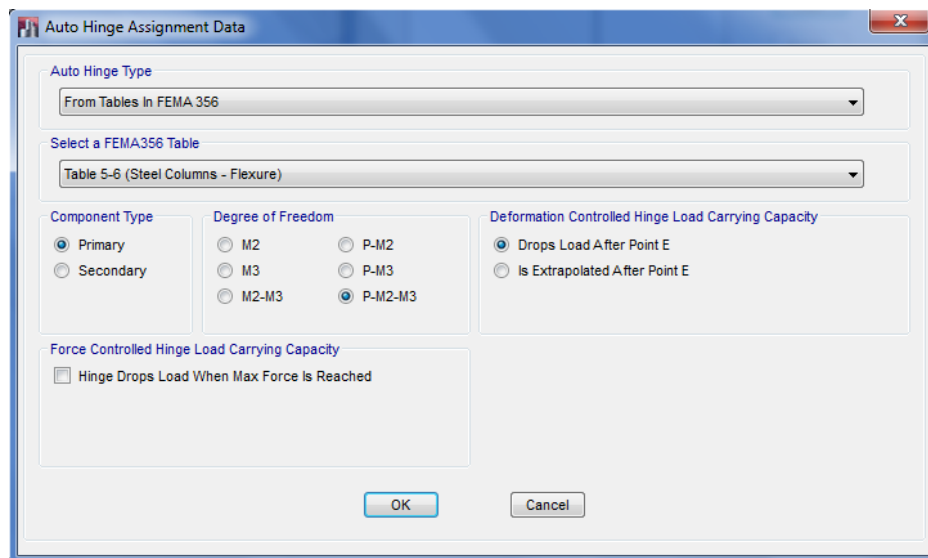


Figura 52. Ventana “Auto Hinge Assingment Data” para columnas

#### 2.6.4.3 Resultados del análisis no lineal paso a paso en el tiempo

Después de realizar varias corridas e intentos de análisis, el programa computacional no reporto resultados coherentes del análisis, ya que presento algunos inconvenientes que no lograron ser superados y se detallan a continuación con el objetivo de permitir una nueva investigación a partir de lo expuesto en este numeral.

- En un primer análisis el programa ETABS, culmino el análisis paso a paso en el tiempo, sin embargo los resultados obtenidos presentaban incoherencias. El análisis presentó como resultado 87 pasos, los cuales al observarlos en secuencia no reportaba ningún tipo de desplazamiento ni formación de las rótulas plásticas, analizando cual podría ser la eventual causa que origine estos resultados se volvió a asignar los parámetros de la Figura 48, cambiando la opción de no linealidad geométrica de *Pdelta* a *ninguna*.

- Con este cambio se volvió a realizar el análisis, en esta ocasión ya se pudo observar un comportamiento aceptable de la estructura, pero la formación de rótulas plásticas continuo siendo extraño, ya que en el antepenúltimo paso aparecían pocas rótulas (5-10) en color cian o magenta, pero en el último paso aparecían casi todas y de color rojo. Se pensó que esto era producto de la reducción del registro acelerográfico, por lo que se utilizó el registro completo.
- Realizando el análisis con el acelerograma completo, el programa presento un error de insuficiencia de memoria, esto se solucionó aumentando la capacidad del disco C del computador que se estaba utilizando.
- Una vez superado este inconveniente y eliminando los archivos generados, se realizó nuevamente el análisis, obteniendo resultados los cuales nunca pudieron ser analizados ya que el momento de guardar el archivo y abrirlo nuevamente, el análisis realizado era eliminado por el programa. Como consecuencia de esto se optó por mantener abiertos los archivos para su posterior análisis.
- Resuelto este inconveniente se realizó una nueva corrida, esta vez el programa tardo más de lo normal en realizar el análisis, con progreso de solo el 20% en más de 100h de análisis, el programa presento un mensaje de análisis incompleto. Como una alternativa se volvió a los parámetros iniciales del análisis es decir, se redujo nuevamente el acelerograma, pero el programa

presento el mismo error. Y al cambiar nuevamente la opción de no linealidad geométrica se obtuvieron resultados que no demuestran el comportamiento real de la estructura.

Como conclusión se dedujo que el programa computacional llegó al límite de la capacidad de análisis, cabe destacar que el análisis paso a paso en el tiempo utiliza diferentes parámetros de análisis, los cuales calcula para cada uno de los elementos, en esta ocasión el número de elementos que tiene la estructura es demasiado alto ya que se realizó con el módulo 4, que representa la estructura de 4 pisos. Seguramente esto ocasionó un problema en ETABS, o la versión con la que se está trabajando no es la correcta. Una posible solución sería intentar realizar el análisis en un computador con mejores características.

## CAPÍTULO III

### DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 3.1 Diseño de pórticos (Vigas y Columnas)

El diseño de un miembro estructural implica la selección de una sección transversal que resista con seguridad y económicamente las cargas aplicadas. La economía significa usualmente peso mínimo, es decir, una cantidad mínima de acero. Esta cantidad corresponde a la sección transversal con menor peso por metro, que es aquella con la menor área transversal. Aunque otras consideraciones, como la facilidad de construcción, pueden afectar la selección del tamaño de un miembro, el proceso comienza con la selección del perfil más ligero que cumpla la función deseada. (Segui, 1999). Para realizar el diseño de los elementos que conforman las estructuras que se están analizando, se utilizará como método de diseño el método de: *Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)*.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es similar al diseño plástico en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla. Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas. Además, la resistencia teórica del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia. (Segui, 1999). El criterio que debe satisfacerse en la selección de un miembro es:

$$\text{Carga factorizada} \leq \text{resistencia factorizada}$$

En esta expresión, la carga factorizada es realmente la suma de todas las cargas de servicio que resistirá el miembro, cada una multiplicada por su propio factor de carga. Por ejemplo las cargas muertas tendrán factores de carga diferentes de aquellos para las cargas vivas. La resistencia factorizada es la resistencia teórica multiplicada por un factor de resistencia. (Segui, 1999). La ecuación anterior puede entonces escribirse como:

$$\sum (Cargas \times factores \ de \ carga) \leq resistencia \times factor \ de \ resistencia$$

La carga factorizada es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total, por lo que los factores de carga son usualmente mayores que la unidad. Sin embargo, la resistencia factorizada es una resistencia reducida y el factor de resistencia es usualmente menor que la unidad. Las cargas factorizadas son las cargas que llevan a la estructura o al miembro a su límite. En términos de seguridad, este estado de límite puede ser fractura, fluencia o pandeo y la resistencia factorizada es la resistencia útil del miembro, reducida del valor teórico por el factor de resistencia. (Segui, 1999)

### 3.1.1 Derivas de piso

La deriva de piso es el desplazamiento lateral relativo entre 2 pisos consecutivos, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Este desplazamiento lateral debe cumplir con lo especificado en el NEC, como se presenta en la Tabla 17.

Tabla 17. Valores de  $\Delta_m$  máximos

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta_m</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
Mampostería	0,010

### 3.1.1.1 Deriva elástica

La deriva elástica se determina utilizando la siguiente ecuación en la que interviene los desplazamientos laterales, cuyos valores pueden ser obtenidos automáticamente por el programa computacional utilizado para el análisis y la altura de entrepiso.

$$\Delta_e = \frac{q_{\text{piso2}} - q_{\text{piso1}}}{h_{2-1}}$$

### 3.1.1.2 Deriva inelástica

Para determinar el valor de la deriva máxima inelástica  $\Delta_m$  de cada piso se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_e$$

Donde:

- $R$ : Factor de reducción
- $\Delta_e$ : Deriva elástica (Obtenida de Etabs)



### **3.1.2 Pórticos especiales a momento**

Los pórticos especiales a momentos (PEM) o special moment frame (SMF), deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas. (NEC, Estructuras de Acero, 2013)

De acuerdo a NEC la estructura puede ser Tipo 1 si tanto los pórticos exteriores como los pórticos interiores son PEM o Tipo 2 si únicamente los pórticos perimetrales son PEM.

#### ***3.1.2.1 Requerimientos para los PEM***

Los PEM (pórticos especiales a momento) deben satisfacer los requerimientos que se enumeran en los siguientes literales.

#### **Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil**

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

producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía. (NEC, Estructuras de Acero, 2013).

El código requiere que la suma de los esfuerzos a flexión de la columna en una unión debe ser mayor que la suma de los esfuerzos a flexión de las vigas. La resistencia a la flexión en la columna debe reflejar la presencia de la fuerza axial presente en la columna. La resistencia a la flexión de la viga debe reflejar el posible aumento de la capacidad de endurecimiento por deformación. (CSI, 2013)

Para cumplir con el criterio columna fuerte - viga débil, el programa computacional ETABS, realiza el cálculo de la relación de fuerzas en cada una de las conexiones viga-columna como:

- Para la dirección mayor de cualquier columna (extremo superior).

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \cos \theta_n}{M_{pacx}^* + M_{pcb x}^*}$$

- Para la dirección menor de cualquier columna

$$R_{min} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \sin \theta_n}{M_{pac y}^* + M_{pcb y}^*}$$

Donde,

- $R_{maj}$  = D/C de momento plástico en la mayor dirección de la columna.
- $R_{min}$  = D/C de momento plástico en la menor dirección de la columna.
- $M_{pbn}^*$  = Capacidad momento plástico de las vigas que llegan a la columna.

- $\theta_n$  = Angulo entre la viga y la mayor dirección de la columna.
- $M_{pacx,y}^*$  = Mayor y menor capacidad de momento plástico, reducida por el efecto de fuerza axial, de las columnas sobre el nivel del piso.
- $M_{pcbxy}^*$  = Mayor y menor capacidad de momento plástico, reducida por el efecto de fuerza axial, de las columnas bajo el nivel del piso.

La capacidad de momento plástico de las columnas reducidas por los efectos de fuerza axial se obtiene mediante las siguientes expresiones:

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

La capacidad de momento plástico de las vigas se amplifican para el potencial aumento en la capacidad de endurecimiento por deformación como:

$$M_{pb}^* = 1,1R_y F_{yb} Z_b f_{mv}$$

Donde:

- $Z_b$  = Módulo plástico de vigas
- $Z_c$  = Módulo plástico de columnas
- $P_{uc}$  = Fuerza axial de compresión en la columna
- $A_g$  = Área de la sección de la columna
- $F_{yc}$  = Resistencia a la fluencia de la columna
- $F_{yb}$  = Resistencia a la fluencia de la viga

### **Secciones sísmicamente compactas**

Las secciones sísmicamente compactas son capaces de desarrollar la fuerza plástica completa antes del pandeo local se produce cuando la sección pasa por la fatiga de bajo ciclo y soporta la inversión de la carga en condiciones sísmicas.

Todas las vigas y columnas de la estructura deben ser sísmicamente compactas para así obtener miembros dúctiles. (CSI, 2013). Para la cual la relación ancho-espesor,  $\lambda$ , debe ser menor al límite a  $\lambda_{hd}$  para miembros altamente dúctiles y al límite a  $\lambda_{md}$  para miembros moderadamente dúctiles:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{md} = 0,38 \sqrt{E/F_y}$$

### **Arrostramiento lateral en vigas**

El arriostramiento para la estabilidad de vigas de acero estructural sujetas a flexión debe ser suministrado para restringir el pandeo torsional lateral. (NEC, Estructuras de Acero, 2013). La separación lateralmente no arriostrada de vigas debe ser no mayor de:

$$L_b \leq 0.086r_y \frac{E}{F_y}$$

## **3.2 Diseño - Primer Módulo**

Una vez realizado el análisis del primer modelo en el programa computacional ETABS, se procede a realizar el control de derivas de piso y el diseño estructural de cada uno de los elementos estructurales utilizando las herramientas que proporciona este software de análisis y diseño estructural.

### **3.2.1 Problemas y soluciones de diseño**

Durante el diseño de los elementos estructurales y el perfeccionamiento del mismo se presentaron algunos inconvenientes con las primeras secciones adoptadas para vigas y columnas, hubo problemas en las conexiones viga-columna y en los desplazamientos laterales de la estructura. Estos contratiempos fueron superados adoptando diferentes soluciones, las mismas que se detallan a continuación:

#### ***3.2.1.1 Elementos estructurales***

- a) Las primeras secciones adoptadas para los elementos Tipo “frame”, no cumplen con uno de los chequeos que realiza el programa ETABS, el mismo que reporta un mensaje de error en el que se manifiesta: “Section is not seismically compact”. Es decir que la sección del perfil no satisface la relación ancho/espesor necesaria especificada por el código de diseño adoptado. La solución para superar este inconveniente fue adoptar perfiles

cuya configuración geométrica cumpla con este criterio. Entonces es necesario determinar el límite  $\lambda_{hd}$  mediante la ecuación dada:

- $\lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{E/F_y}$
- $\lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{20389,02/35,15}$
- $\lambda_{hd} = 7,23$

De esta manera se puede determinar  $\lambda$  de cada uno de los perfiles que podrían utilizarse en el diseño según la ecuación anterior, en la Tabla 18 se presenta la relación ancho/espesor de algunos perfiles adoptados en el diseño:

Tabla 18. Secciones sísmicamente compactas

Sección			Sección Sísmicamente Compacta		
Nombre	bf (mm)	tf (mm)	$\lambda$	$\lambda_{hd}$	Comentario
<b>W 12*35</b>	166,62	13,21	6,31	7,23	Ok
<b>W 12*87</b>	307,98	20,57	7,48	7,23	<b>Cambiar sección</b>
<b>W 12*96</b>	308,86	22,86	6,76	7,23	Ok
<b>W 14*132</b>	374,02	26,16	7,15	7,23	Ok
<b>W 14*311</b>	412,24	57,40	3,59	7,23	Ok
<b>W 18*60</b>	191,90	17,65	5,44	7,23	Ok

- b) Los perfiles adoptados para las vigas que se encuentran ubicadas paralelamente al sistema DECK, presentaban un error, el programa reportaba

el siguiente mensaje: “ $L_b/r_y > 0,086 * E/F_y$ ”, esta advertencia se presenta porque la distancia lateral no arriostrada de las vigas sobrepasaba los límites máximos permitidos.

Como se puede ver en la Figura 53 en primera instancia la viga no tenía ningún tipo de arriostramiento lateral en estos vanos, por lo tanto la luz libre era de 8m, lo que implica que los perfiles necesarios para resistir esta condición tengan secciones de grandes dimensiones y mayor peso, resultando una solución no viable para un diseño óptimo.

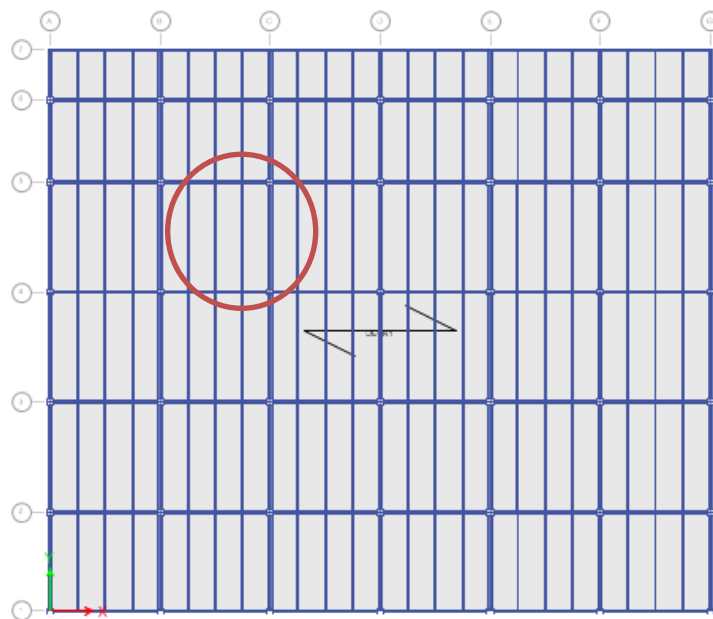


Figura 53. Vigas sin arriostramientos

La solución fue disminuir la distancia lateral no arriostrada de las vigas, para lo cual se colocaron 2 vigas intermedias adicionales perpendiculares a las correas como se observa en la Figura 54, con este incremento se consigue

disminuir la distancia entre arriostramientos a 1,67m, lo que permite el uso de secciones más pequeñas y con un mejor desempeño estructural.

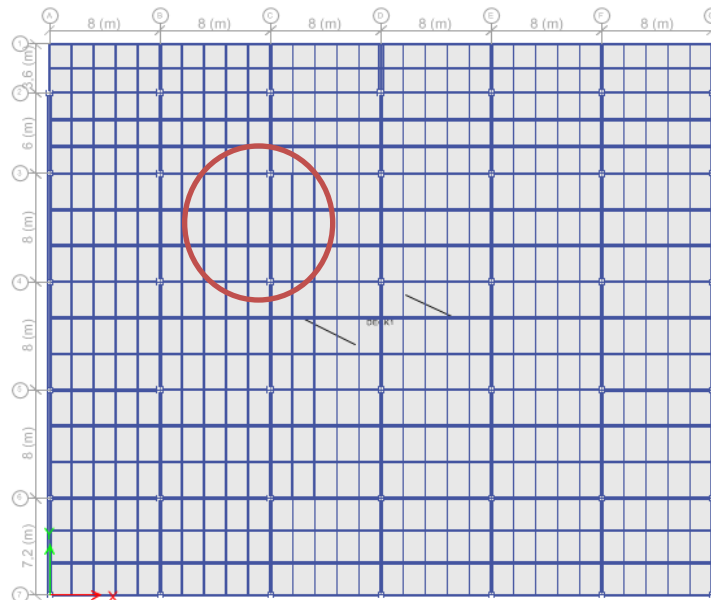


Figura 54. Vigas con arriostramientos

- c) Al chequear las conexiones viga-columna se encontró un mensaje de error reportado por el software como “Beam/Column capacity ratio exceeds limit”. Este mensaje de error está presente donde el criterio columna fuerte - viga débil no es satisfactorio. Esto puede darse porque los perfiles adoptados para columnas satisfacen los requerimientos por resistencia, pero no superan la resistencia de las vigas que llegan a esa unión.

Por este motivo es necesario adoptar para columnas secciones que tengan mejores propiedades mecánicas, especialmente el módulo plástico ya que este es el principal factor que interviene en el cálculo de la relación Viga/columna.



Para controlar los perfiles que deben ser utilizados y mejorar esta relación, se determina los valores del momento plástico reducido por efectos de fuerza axial de vigas y columnas de acuerdo a las ecuaciones presentadas en la sección 3.1.2.1.

A continuación se presenta un ejemplo de la aplicación de este criterio, teniendo en cuenta la conexión viga-columna mostrada en la Figura 55.

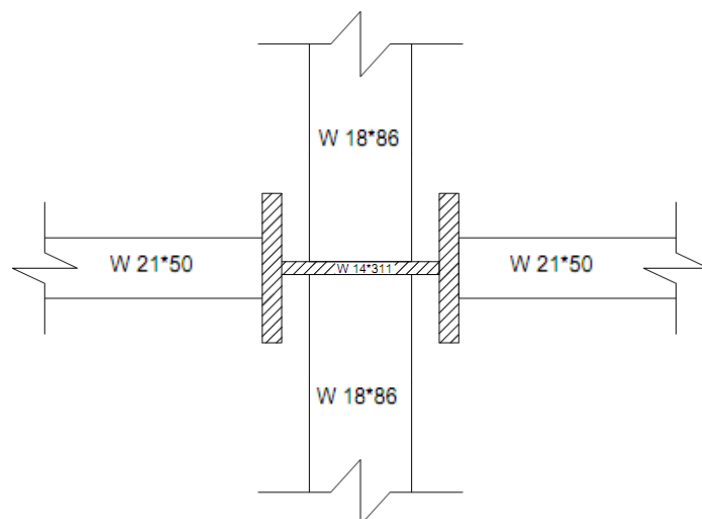


Figura 55. Ejemplo conexión viga-columna

Como se puede ver en la Figura 55, las vigas W18\*86 se encuentran a  $90^\circ$  con respecto al sentido en el que se encuentra la dimensión mayor de la columna y las vigas W 21\*50 se encuentran en la misma dirección del sentido largo de la columna, por lo tanto el ángulo es de  $0^\circ$ . Entonces se tiene para vigas y columnas, el mayor y menor momento plástico, como se observa en la Tabla 19 y Tabla 20.

Tabla 19. Ejemplo Momento plástico columnas

Columnas						
Nombre	Pu	Ag	Zcx	Zcy	Mpcx	Mpcy
<b>W 14*311</b>	33,4	58967,6	9881399,5	4981667,4	347325590	175102785
<b>W 14*311</b>	101,	58967,6	9881399,5	4981667,4	347314143	175097014
					694639734	350199799

Tabla 20. Ejemplo - Momento plástico vigas

Vigas				
Nombre	$\theta_n$	Zb	Mpb MAJ	Mpb MIN
<b>W 18*86</b>	90	3047993,90	0,00	129635752,73
<b>W 18*86</b>	90	3047993,90	0,00	129635752,73
<b>W 21*50</b>	0	1802577,04	76666305,38	0,00
<b>W 21*50</b>	0	1802577,04	76666305,38	0,00
			153332610,75	259271505,46

Una vez calculado los momentos plásticos reducidos por el efecto de fuerza axial de las vigas y columnas que intervienen en el nudo, se procede a determinar la relación de momentos como se muestra en la Tabla 21:

Tabla 21. Relación máxima y mínima de momentos plásticos

Incógnita	Descripción	Valor
<b>Rmax</b>	$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \cos \theta_n}{M_{pacx}^* + M_{pcb x}^*}$	0,22
<b>Rmin</b>	$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \sin \theta_n}{M_{pcay}^* + M_{pcby}^*}$	0,74

### 3.2.1.2 Derivas de piso

Para realizar el cálculo de las derivas de piso es necesario determinar el desplazamiento lateral de la estructura, para lo cual se toman los desplazamientos de la estructura obtenidos bajo la acción de cargas sísmicas. A continuación se presenta el cálculo de derivas de piso utilizando las ecuaciones de la sección 3.1.1 para el nudo A5, donde se obtuvieron los siguientes desplazamientos:

$$q_{piso2} = 142,10\text{mm}$$

$$q_{piso1} = 83,30\text{mm}$$

Entonces:

$$\Delta_e = \frac{q_{piso2} - q_{piso1}}{h_{2-1}}$$

$$\Delta_e = \frac{142,10 - 83,30}{6000}$$

$$\Delta_e = 0,0098$$

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_e$$

$$\Delta_m = 0,75 * 6 * 0,0098$$

$$\Delta_m = 0,0441$$

$$0,0441 > 0,02 \rightarrow \text{No Ok!}$$

De este resultado, se puede concluir que la distribución de los elementos estructurales no satisface las necesidades para cumplir con los requerimientos del código en derivas de piso, por lo tanto para disminuir estos valores se probaron varias opciones.

- La primera opción consiste en cambiar el apoyo de las columnas de un simple apoyo a un empotramiento perfecto. Este cambio da como resultado: disminución de secciones de los elementos estructurales pero las derivas de piso son todavía mayores que las permitidas.
- En la siguiente opción se incrementó diagonales verticales a lo largo de los pórticos perimetrales de la estructura, como consecuencia de esta modificación se obtuvo una notable reducción en los desplazamientos laterales de la estructura y por consiguiente en las derivas de piso, sin embargo esta opción no puede ser aplicada, debido a que la estructura se trata de un CC y desde el punto de vista arquitectónico está no es una solución viable.
- Considerando darle un mejor comportamiento a la estructura, para evitar que la edificación no resulte fuerte en un solo sentido, se decide hacer una redistribución del sentido de las columnas como se puede ver en la Figura 56. Los resultados obtenidos con esta alternativa fueron en el diseño por resistencia admisibles porque se consiguió una mayor uniformidad y perfiles de menor sección tanto en vigas como en columnas, sin embargo a pesar de haber conseguido un mejor diseño por resistencia, las derivas de piso siguen siendo superiores a las permitidas por el código.

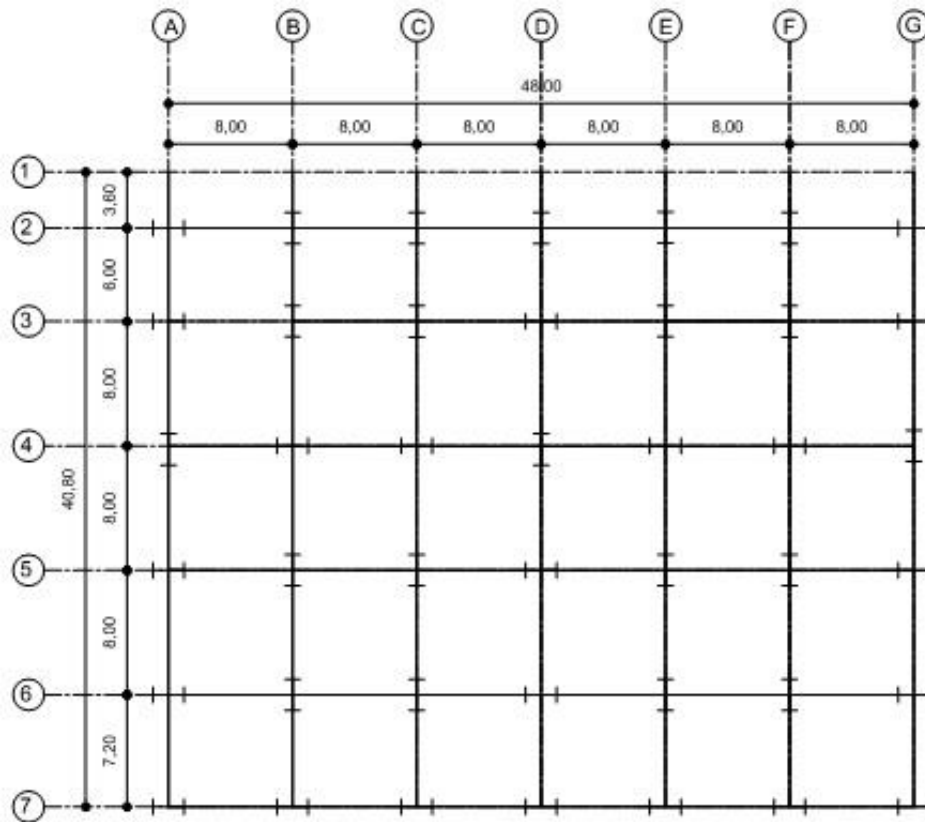


Figura 56. Redistribución de columnas

- Basados en este último modelo se buscó más opciones que permitan disminuir el valor de los desplazamientos, entre estas opciones se consideró: realizar un reforzamiento con diagonales a nivel de piso con diferentes distribuciones o igualar secciones en los dos pisos, pero no se logró los resultados deseados.

Después de analizar diferentes alternativas, se concluyó que: la solución más efectiva para disminuir los desplazamientos laterales es colocar diagonales tipo CHEVRON en V invertida.

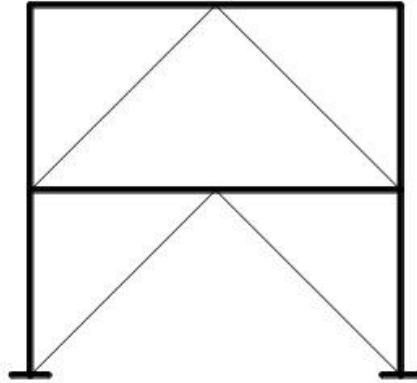


Figura 57. Arriostramiento CHEVRON en V invertida

Por lo tanto se procedió a revisar los planos arquitectónicos para determinar la ubicación más adecuada para estos elementos, llegando a la conclusión que estos elementos se pueden colocar en los vanos señalados en la Figura 58.

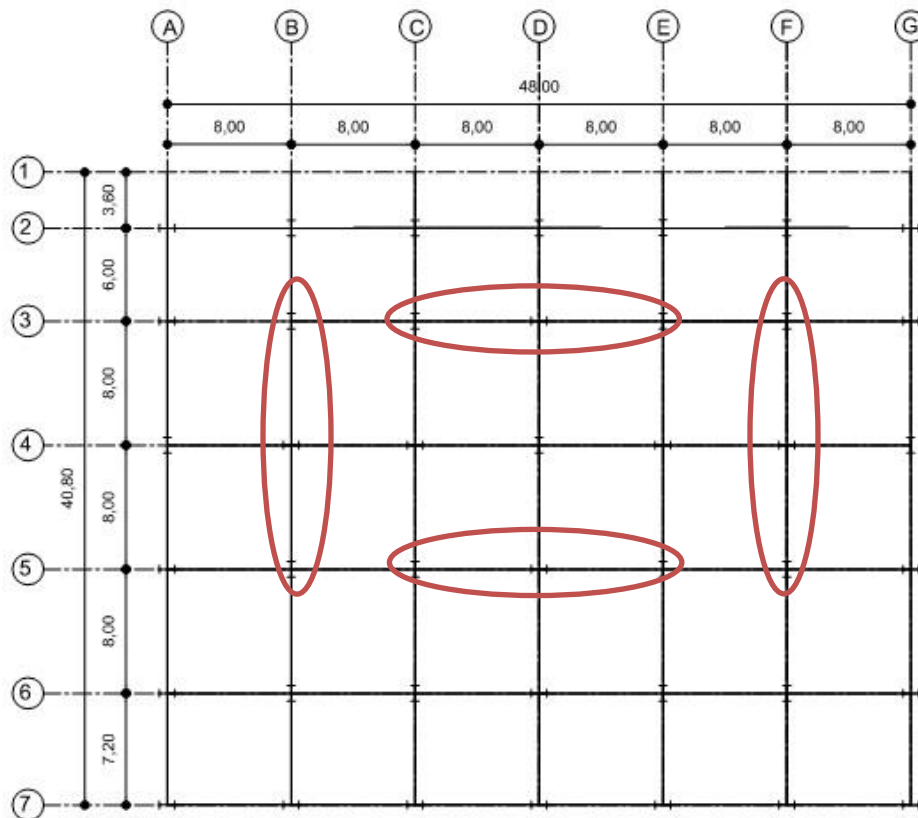


Figura 58. Vista en planta pórticos con diagonales

Al utilizar arriostramientos los parámetros para el cálculo del periodo de vibración ( $T$ ) cambian a  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$ , lo que produce un cambio en el valor de las siguientes incógnitas:

Tabla 22. Parámetros estructura con arriostramientos

<i>Incógnita</i>	<i>Valor</i>	<i>Incógnita</i>	<i>Valor</i>
<b>T</b>	0,4707 s	<b>Sa</b>	1,19
<b>To</b>	0,1408 s	<b>V</b>	504,50
<b>Tc</b>	0,7746 s	<b>Cf</b>	0,2579

Cabe señalar que en la etapa de construcción lograr un empotramiento perfecto es muy complicado, razón por la cual a este modelo se lo modificó considerando que en la base de las columnas se encuentra un apoyo simple.

### 3.2.2 Secciones de diseño

El diseño final de la estructura considerando las recomendaciones del código y las observaciones y correcciones mencionadas en el apartado anterior da como resultado una estructura con los siguientes elementos.

#### 3.2.2.1 Vigas

**Nivel +6.00:** El diseño de vigas se resume en:

Vigas en sentido X

- a) Las vigas de los pórticos exteriores tienen un perfil W 10x26.
- b) Los perfiles de las vigas ubicadas en los pórticos interiores es de W 12x35, al igual que las vigas intermedias.

Vigas en sentido Y

- a) Las vigas que forman los pórticos exteriores tienen un perfil W 8x67.
- b) Las vigas de los pórticos interiores ubicados en Y, presentan una sección W 14x68, a excepción de las vigas de los volados, cuyas secciones se presentan en la Tabla 23.

Tabla 23. Secciones volados N+6.00 – Primer Módulo

<i>Volado</i>	<i>Perfil</i>
A, G	W 16x45
B, C, E, F	W 18x65
D	W 18x60

**Nivel +12.00:** El diseño de vigas se presenta a continuación:

Vigas en sentido X

- a) Las vigas de los pórticos exteriores tienen un perfil W 6x25, al igual que las vigas que se encuentran en los volados (Eje 1).



- b) Las demás vigas de los pórticos interiores y las vigas intermedias tiene una sección W 10x26, en estas vigas no se utilizó perfiles de menor sección por problemas con la deflexión

### Vigas en sentido Y

- a) Las vigas ubicadas en sentido Y, presentan una sección W 8x67
- b) Las vigas en volado presentan los perfiles indicados en la Tabla 24.

Tabla 24. Perfiles en volados N+12.00 – Primer Módulo

<i>Volado</i>	<i>Perfil</i>
A, G	W 8x67
B, F, C, E	W 14x38
D	W 16x57

### 3.2.2.2 *Columnas*

El diseño de columnas da como resultado 3 tipos de columnas, en la Tabla 25 se presenta un resumen de los perfiles utilizados para cada una de las columnas con su respectiva ubicación.

De este diseño se concluye que:

- a) La mayoría de columnas tienen un perfil W 14x132.
- b) Las columnas de los pórticos interiores que no fueron rotadas presentan una sección W 14x76, a excepción de las columnas del pórtico 2.

Tabla 25. Perfiles de columnas – Primer Módulo

<i>Perfil</i>	<i>Eje</i>
<b>W 14x132</b>	A7, B7, C7, D7, E7, F7, G7, B6, C6, E6, F6, B5, C5, E5, F5, A4, D4, G4, B3, C3, E3, F3, B2, C2, D2, E2, F2
<b>W 14x176</b>	A2, G2, A6, D6, G6, A5, D5, G5, B4, C4, E4, F4, A3, D3, G3

### 3.2.2.3 *Diagonales*

Los diagonales o arriostramientos verticales utilizados en este modelo tienen la misma sección para todos los pórticos, las diagonales para el nivel N+6.00 donde se encuentran los perfiles de mayor sección un perfil W 12x65 y para el nivel N+12.00 es necesario un perfil W10x49.

### 3.2.3 **Control de derivas de piso**

Para realizar el control de las derivas de piso se toma como ejemplo el pórtico 7 de la estructura, debido a que este pórtico presenta mayores desplazamientos, estos desplazamientos se presentan en la Tabla 26 y la deriva elástica e inelástica obtenidas para el pórtico seleccionado se encuentran en la Tabla 27.

Las derivas de piso inelásticas son menores a la deriva máxima de 0,02 establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción por consiguiente se tiene un diseño adecuado.

Tabla 26. Desplazamientos laterales pórtico 7 – Primer Módulo

Desplazamientos (mm)	Segundo Piso		Primer Piso	
	X	Y	X	Y
A	17,80	16,80	10,50	9,70
B	17,80	17,20	10,50	9,90
C	17,70	17,60	10,50	10,20
D	17,70	17,80	10,50	10,30
E	17,60	17,60	10,50	10,20
F	17,60	17,20	10,60	9,90
G	17,60	16,80	10,60	9,70
<b>Desplazamiento máximo</b>	17,80	17,80	10,60	10,30

Tabla 27. Derivas de piso pórtico 7 – Primer Módulo

Derivas de piso	$\Delta e$		$\Delta m$	
	X	Y	X	Y
A	0,12%	0,12%	0,55%	0,53%
B	0,12%	0,12%	0,55%	0,55%
C	0,12%	0,12%	0,54%	<b>0,56%</b>
D	0,12%	0,13%	0,54%	0,56%
E	0,12%	0,12%	0,53%	<b>0,56%</b>
F	0,12%	0,12%	0,53%	0,55%
G	0,12%	0,12%	0,53%	0,53%
<b>Deriva de piso máxima</b>			0,55%	0,56%

Los desplazamientos y derivas de piso de demás pórticos de la estructura se encuentran en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

### 3.2.4 Flexibilidad de la estructura

El periodo de vibración actuante en la estructura es menor al periodo inicial, por lo tanto la estructura no presenta problemas de flexibilidad.

- Análisis estático equivalente:  $T = 0,4707s$
- Análisis modal espectral:  $T = 0.4020s$

### 3.2.5 Modos de vibración

La partición modal de este módulo nos indica que en el segundo modo de vibración se obtiene una partición modal acumulada superior al 90% y que presenta 1 modo de vibración principal en X y uno en Y, esta participación modal se observa en la Tabla 28

Tabla 28. Partición Modal – Primer Módulo

<i>Modo</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Acumulada</i>	
			<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
<b>1</b>	0,9064	0,0000	90,64%	0,00%
<b>2</b>	0,0000	0,9368	90,64%	93,68%
<b>3</b>	0,0224	0,0000	92,87%	93,68%
<b>4</b>	0,0700	0,0000	99,87%	93,68%
<b>5</b>	0,0000	0,0632	99,87%	100,00%
<b>6</b>	0,0013	0,0000	100,00%	100,00%

Utilizando la combinación Cuadrática Completa (CQC) se obtuvo los diferentes periodos y frecuencias de este módulo presentados en la Tabla 29.

Tabla 29. Periodos y Frecuencias – Primer Módulo

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Frecuencia</i>
	sec	cyc/sec
<b>1</b>	0,4020	2,4900
<b>2</b>	0,3920	2,5520
<b>3</b>	0,2850	3,5100
<b>4</b>	0,1760	5,6840
<b>5</b>	0,1710	5,8340

### 3.3 Diseño - Segundo Módulo

El diseño del segundo módulo está basado en las recomendaciones dadas y las soluciones adaptadas para el primer módulo, es decir que el modelo estructural tiene las siguientes características:

- Se colocan 2 vigas intermedias en sentido X
- Se utilizan 4 correas o vigas secundarias
- Se utiliza arriostramientos verticales tipo Chevron ubicadas en los mismos pórticos señalados para el primer módulo.

#### 3.3.1 Secciones de diseño

Una vez realizada varias corridas en el programa computacional buscando el diseño más óptimo para la estructura, se tiene como resultado las secciones para vigas, columnas y diagonales que se detallan a continuación.

### 3.3.1.1 Vigas

**Nivel +6.00:** Los perfiles utilizados para las vigas de este nivel, igual para las plantas N+12.00 y plantas N+18.00 se resume en:

#### Vigas en sentido X

- c) Las vigas de los pórticos exteriores tienen un perfil W 10x26.
- d) Los perfiles de las vigas ubicadas en los pórticos interiores es de W 12x35, al igual que las vigas intermedias.

#### Vigas en sentido Y

- c) Los pórticos exteriores tienen vigas con perfiles W 8x67,
- d) Las vigas que forman los pórticos internos, presentan una sección W 14x68
- e) En estos pórticos las vigas de los volados presentan perfiles diferentes, estos perfiles se indican en la Tabla 23.

Tabla 30. Secciones volados N+6.00 – Segundo Módulo

<i>Volado</i>	<i>Perfil</i>
A, G	W 16x45
B, F	W 18x71
C, D, E	W 18x60

**Nivel +24.00:** El diseño de vigas de la planta de cubierta se describe como:

Vigas en sentido X

- c) Las vigas de los pórticos exteriores y del pórtico 2 tienen un perfil W 6x25.
- d) Las vigas de los pórticos interiores al igual que las vigas intermedias presentan perfiles W 10x26.

Vigas en sentido Y

- c) Todas las vigas ubicadas en sentido Y, presentan una sección W 8x67
- d) Las vigas en volado presentan los perfiles indicados en la Tabla 31

Tabla 31. Perfiles en volados N+24.00 – Segundo Módulo

<i>Volado</i>	<i>Perfil</i>
A, G	W 12x50
B, C, E, F	W 14x38
D	W 18x60

**3.3.1.2 Columnas**

El diseño de columnas da como resultado 3 tipos de columnas, en la Tabla 25 se presenta un resumen de los perfiles utilizados para cada una de las columnas con su respectiva ubicación. De este diseño se concluye que:

- a) Las columnas que presentan los perfiles más pesados, son aquellas que se encuentran en los extremos de las diagonales.

- b) Las columnas con perfiles W 14x193, se encuentran ubicadas en los pórticos intermedios (D , 4), a excepción de las columnas exteriores y la columna D4.
- c) La mayoría de columnas tienen un perfil W 14x132.

Tabla 32. Perfiles de columnas – Segundo Módulo

<i>Perfil</i>	<i>Eje</i>
<b>W 14x132</b>	A7, B7, C7, D7, E7, F7, G7, A6, B6, C6, E6, F6, G6, B5, F5, A4, D4, G4, B3, F3, A2, B2, C2, E2, F2, G2
<b>W 14x193</b>	D6, D5, B4, C4, E4, F4, D3, D2
<b>W 14x311</b>	A5, C5, E5, G5, A3, C3, E3, G3

De este diseño se concluye que:

- d) Las columnas que presentan los perfiles más pesados, son aquellas que se encuentran en los extremos de las diagonales.
- e) Las columnas con perfiles W 14x193, se encuentran ubicadas en los pórticos intermedios (D , 4), a excepción de las columnas exteriores y la columna D4.
- f) La mayoría de columnas tienen un perfil W 14x132.

### 3.3.1.3 *Diagonales*

Los arriostramientos verticales de este modelo tienen un misma sección tanto para los pórticos en sentido X, como los pórticos en sentido Y. El tipo de perfil utilizado para los diferentes niveles de la estructura se presenta en la Tabla 33.



Tabla 33. Perfiles de arriostramientos – Segundo Módulo

<i>Nivel</i>	<i>Perfil</i>
N+ 24.00	W 10x49
N+ 18.00	W 12x65
N+ 12.00	W 14x90
N + 6.00	W 14x90

### 3.3.2 Control de derivas de piso

A continuación se presentan los desplazamientos obtenidos para el pórtico 7 de la estructura en los 2 primeros niveles, y las derivas de piso generadas, estos datos se presentan en la Tabla 26 y la Tabla 27 respectivamente.

Tabla 34. Desplazamientos laterales pórtico 7 – Segundo Módulo

<b>Desplazamientos (mm)</b>	Segundo Piso		Primer Piso	
	X	Y	X	Y
<b>A</b>	30,70	28,70	15,30	14,20
<b>B</b>	30,70	27,90	15,30	13,80
<b>C</b>	30,70	27,10	15,30	13,50
<b>D</b>	30,70	26,30	15,30	13,10
<b>E</b>	30,70	27,10	15,30	13,50
<b>F</b>	30,70	27,90	15,30	13,80
<b>G</b>	30,70	28,70	15,30	14,20
<b>Desplazamiento máximo</b>	30,70	28,70	15,30	14,20

Las derivas de piso inelásticas generadas entre estos pisos son menores que 0,02, como se observa en la Tabla 35.

Tabla 35. Derivas de piso p3rtico 7 – Segundo M3dulo

Derivas de piso	$\Delta e$		$\Delta m$	
	X	Y	X	Y
A	0,26%	0,24%	<b>1,16%</b>	<b>1,09%</b>
B	0,26%	0,24%	<b>1,16%</b>	1,06%
C	0,26%	0,23%	<b>1,16%</b>	1,02%
D	0,26%	0,22%	<b>1,16%</b>	0,99%
E	0,26%	0,23%	<b>1,16%</b>	1,02%
F	0,26%	0,24%	<b>1,16%</b>	1,06%
G	0,26%	0,24%	<b>1,16%</b>	<b>1,09%</b>
<b>Deriva de piso m3xima</b>			1,16%	1,09%

Los desplazamientos y derivas de piso de dem3s p3rticos de la estructura se encuentran en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

### 3.3.3 Flexibilidad de la estructura

El periodo de vibraci3n inicial de la estructura es de 0,7916s mientras que el periodo actuante es de 0,700s, por lo tanto el periodo que actúa en la estructura es menor, lo que significa que no existen problemas de flexibilidad.

### 3.3.4 Modos de vibraci3n

La Tabla 36 presenta la partici3n modal del m3dulo y se concluye que en el 5 modo de vibraci3n se obtiene una partici3n modal acumulada superior al 90%.

Tabla 36. Partición Modal – Segundo Módulo

<i>Modo</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Acumulada</i>	
			<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
<b>1</b>	0,8200	0,0000	82,00%	0,00%
<b>2</b>	0,0000	0,8448	82,00%	84,48%
<b>3</b>	0,0202	0,0000	84,03%	84,48%
<b>4</b>	0,1235	0,0000	96,37%	84,48%
<b>5</b>	0,0000	0,1237	96,37%	96,85%
<b>6</b>	0,0029	0,0000	96,67%	96,85%
<b>7</b>	0,0227	0,0000	98,93%	96,85%
<b>8</b>	0,0000	0,0217	98,93%	99,02%
<b>9</b>	0,0098	0,0000	99,91%	99,02%
<b>10</b>	0,0000	0,0098	99,91%	100,00%
<b>11</b>	0,0006	0,0000	99,98%	100,00%
<b>12</b>	0,0002	0,0000	100,00%	100,00%

Los periodos y frecuencias obtenidos mediante la combinación Cuadrática Completa (CQC) se presentan en la Tabla 37.

Tabla 37. Periodos y Frecuencias – Segundo Módulo

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Frecuencia</i>
	sec	cyc/sec
<b>1</b>	0,7000	1,4280
<b>2</b>	0,6830	1,4640
<b>3</b>	0,4980	2,0080
<b>4</b>	0,2700	3,7090
<b>5</b>	0,2630	3,8040

### 3.4 Diseño – Tercer Módulo

Después de realizado varios modelos con diferentes alternativas en las cuales se fue variando secciones tanto de vigas como de columnas buscando controlar los parámetros de resistencia y derivas, se llegó el diseño final, en el cual se tiene:

- Arriostramientos verticales tipo Chevron en los pórticos A, G, 8, 12 y 17.

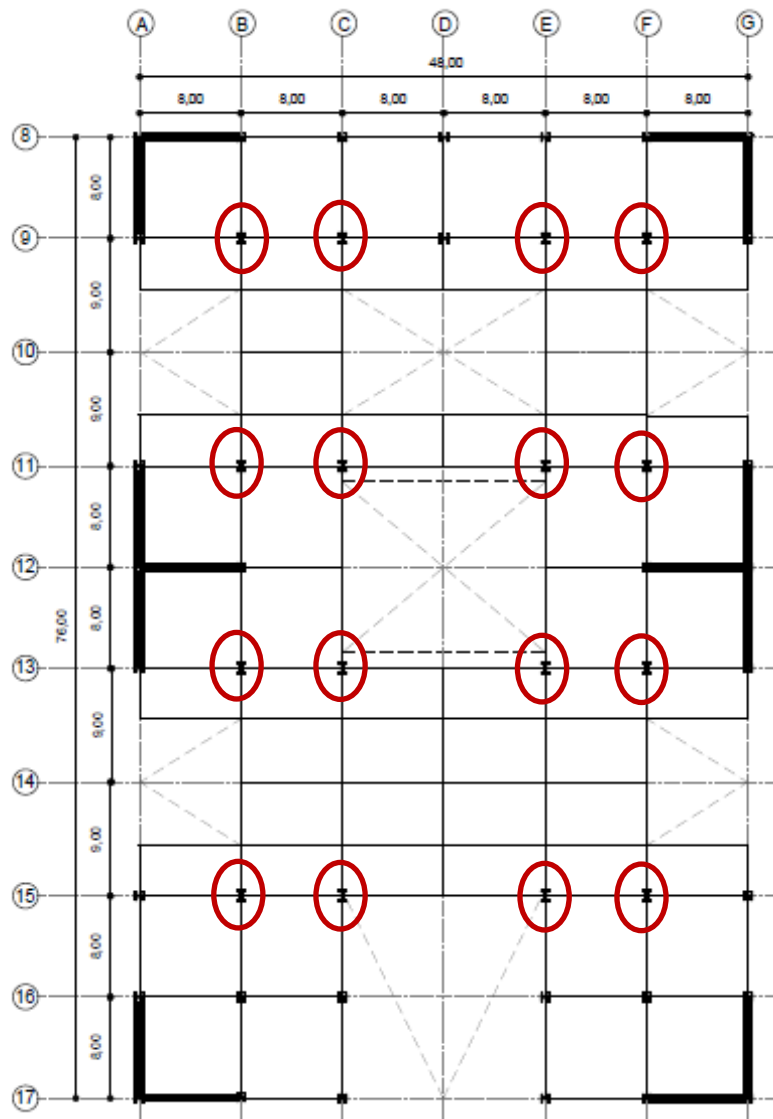


Figura 59. Modelo – Módulo 3

- Una redistribución de las columnas B9, B11, B13, B15, C9, C11, C13, C15, E9, E11, E13, E15, F9, F11, F13 y F15 las cuales se encuentran rotadas 90 grados con respecto al eje X.

### 3.4.1 Secciones de diseño

#### 3.4.1.1 Vigas

**Nivel +6.00:** El diseño de vigas para este nivel presenta las siguientes secciones, las cuales se resumen de la siguiente manera:

#### Vigas en sentido X

- Las vigas correspondientes a los pórticos exteriores tienen un perfil W 10x26.
- Los pórticos interiores presentan vigas con un perfil W 12x35 a excepción de las vigas de 16m ubicadas en el vano CF, cuyos perfiles son:

Tabla 38. Perfiles vigas (1) N+6.00 – Tercer Módulo

<i>Pórtico</i>	<i>Perfil</i>
<b>11</b>	W 21x50
<b>13</b>	W 27x94
<b>15</b>	W 24x 94

- Las vigas de los ejes 9', 10', 13' y 14' presentan vigas con un perfil W 12x35, excepto de la viga de 16m del pórtico 10', la cual tiene un perfil W 21x62.

- d) Las vigas que conforman los pasillos ubicados entre los pórticos 9' y 10', tienen un perfil W 14x38.
- e) En el área de ingreso a ascensores y escaleras eléctricas, donde no existe columnas se utilizó para las vigas (entre 13' – 14') un perfil W 14x48.
- f) Vigas que conforman el ducto destinado para ascensores y escaleras tienen una sección W 21x50.
- g) Las vigas intermedias presentan una sección W 12x35.

#### Vigas en sentido Y

Debido a que la estructura es simétrica en este sentido, se tiene un diseño igual para los pórticos A y G, B y F, C y E.

- a) En los pórticos exteriores (A y G), se tiene para las vigas de los vanos un perfil W 8x67 y en los volados un perfil W 12x45
- b) Para los pórticos B y F las vigas de 8m tienen un perfil W 14x74, mientras que las vigas de 18m (vanos 9-11 y 13-15) tienen un perfil W 27x102.
- c) Los pórticos C y E tienen una columna menos que los pórticos A, G, B y F, esto origina un vano de 16 m ubicado entre las columnas 11 y 13, el diseño de estos pórticos es:

Tabla 39. Perfiles vigas (2) N+6.00 – Tercer Módulo

<i>Vigas</i>	<i>Perfil</i>
<b>8m</b>	W 14x74
<b>16m</b>	W 27x94
<b>18m (9-11)</b>	W 30x108
<b>18m (13-15)</b>	W 30x173

A pesar de que las vigas de los vanos 9-11 y 13-15 tienen la misma dimensión, no presentan el mismo perfil, debido a que una de ellas es una viga de borde y la carga que resiste es menor.

- d) El pórtico D está formado solo por dos columnas (8 y 9), porque a lo largo de este eje se hallan las aberturas de la losa.

**Nivel +12.00:** El diseño de vigas para este nivel se indican en el siguiente resumen.

Vigas en sentido X

- a) Las vigas exteriores tienen una sección W 6x25 a excepción de la viga del pórtico 17 en el vano CE (16m), cuyo perfil es W 18x40.
- b) Las vigas intermedias de este nivel tienen un perfil W 10x26
- c) En los pórticos interiores se puede observar los siguientes resultados:
- En los vanos de 8m se tienen vigas con perfiles W 10x26
  - En los vanos de 16m se tienen las siguientes secciones:

Tabla 40. Perfiles vigas (1) N+12.00 – Tercer Módulo

<i>Pórtico</i>	<i>Perfil</i>
<b>11, 13</b>	W 30x132
<b>15</b>	W 27x94
<b>16</b>	W 24x76

Vigas en sentido Y

Como se indicó anteriormente el diseño de vigas es el mismo para los pórticos, A-G, B-F y C-E. El diseño da como resultado los perfiles presentados en la Tabla 41.

Tabla 41. Perfiles vigas (2) N+12.00 – Tercer Módulo

<i>Pórtico</i>	<i>Perfil</i>		
	<i>Vano 8m</i>	<i>Vano 16m</i>	<i>Vano 18m</i>
<b>A y G</b>	W 8x67	-	W 21x68
<b>B y F</b>	W 8x67	-	W 27x94
<b>C y E</b>	W 8x67	W 27x94	W 27x94
<b>D</b>	W 14x68	W 27x94	W 27x94

### 3.4.1.2 Columnas

El diseño de la estructura da como resultado 5 tipos de columnas, la columna de menor dimensión tiene un perfil W 14x132 y la mayor un perfil W 14x342, se tiene una distribución simétrica de columnas para los ejes en Y.

Del diseño se obtiene las siguientes observaciones:

- a) Analizando los pórticos en X se dice que las columnas más fuertes se encuentran ubicadas en los pórticos internos de la estructura.
- b) Debido a que las aberturas existentes en la losa, el área cooperante es diferente para las columnas que se localizan cerca de estas aberturas, razón por la cual las columnas C11 y E11 son más pequeñas que las columnas C13 y E13. En la Figura 60 se observa el área cooperante para cada uno de estas columnas.



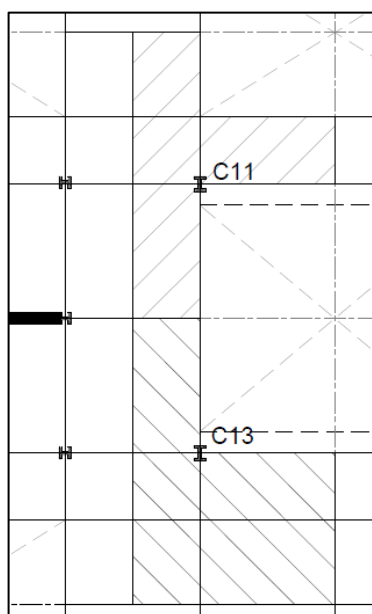


Figura 60. Columnas C11-C13 – Tercer Módulo

- c) De las 16 columnas rotadas, las columnas de los ejes C y E son las más fuertes de la estructura. Esto se debe a que estas columnas soportan vigas de mayor dimensión en ambos sentidos y además soportan la carga del corredor de acceso a los ascensores.

En la Tabla 42 se presenta un resumen de los perfiles utilizados para cada una de las columnas con su respectiva ubicación.

Tabla 42. Perfiles de Columnas – Tercer Módulo

<i>Perfil</i>	<i>Ubicación</i>
<b>W 14x132</b>	A17, B17, C17, E17, F17, G17, A16, G16, C16, E16, A15, G15, A13, G13, A12, G12, A11, G11, A9, G9, A8, B8, C8, D8, E8, F8, G8
<b>W 14x176</b>	B15, F15, B13, F13, B11, F11, B9, C9, E9, F9
<b>W 14x193</b>	B16, F16, B12, F12, D9
<b>W 14x257</b>	C15, E15, C11, E11
<b>W 14x342</b>	C13, E13

### 3.4.1.3 Arriostramientos verticales

El diseño de los arriostramientos verticales da como resultado 4 tipos de diagonales. Las diagonales de mayor sección se encuentran en el piso inferior de la estructura. Debido a que la estructura es simétrica con respecto al eje Y las diagonales de los pórticos A y G son las mismas. Para los arriostramientos laterales ubicados en los pórticos en sentido X se tiene las mismas secciones en los tres pórticos, cabe destacar que estos arriostramientos son más fuertes que los arriostramientos ubicados en Y, ya que son estos los que ayudan a controlar los desplazamientos laterales y la torsión en planta. Las secciones adoptadas para los arriostramientos son:

Tabla 43. Perfiles arriostramientos – Tercer Módulo

<i>Piso</i>	<i>Pórtico</i>				
	<i>A</i>	<i>G</i>	<i>8</i>	<i>12</i>	<i>17</i>
<b>Nivel +6,00</b>	W 10x54	W 10x54	W 12x65	W 12x65	W 12x65
<b>Nivel +12,00</b>	W 10x49	W 10x49	W 10x49	W 10x49	W 10x49

### 3.4.2 Control de derivas de piso

Para controlar los desplazamientos laterales se utilizó arriostramientos verticales, los cuales disminuyen notablemente estos desplazamientos y además ayudan a controlar el problema de torsión.

Tabla 44. Desplazamientos laterales pórtico 17 – Tercer Módulo

Desplazamientos (mm)	Segundo Piso		Primer Piso	
	X	Y	X	Y
A	17,40	13,00	8,90	7,40
B	17,40	12,80	8,90	7,30
C	17,40	12,60	8,90	7,20
E	17,40	12,60	8,90	7,20
F	17,40	12,80	8,90	7,30
G	17,40	13,00	8,90	7,40
<b>Desplazamiento máximo</b>	17,40	13,00	8,90	7,40

En la Tabla 45 se presenta las derivas de piso del pórtico 17 de la estructura, porque en este pórtico se obtiene los valores más altos, las mismas que no sobrepasan los límites del 2% para este tipo de estructuras.

Tabla 45. Derivas de piso pórtico 17 – Tercer Módulo

Derivas de piso	$\Delta e$		$\Delta m$	
	X	Y	X	Y
A	0,14%	0,09%	0,64%	<b>0,42%</b>
B	0,14%	0,09%	0,64%	0,41%
C	0,14%	0,09%	0,64%	0,41%
E	0,14%	0,09%	0,64%	0,41%
F	0,14%	0,09%	0,64%	0,41%
G	0,14%	0,09%	0,64%	<b>0,42%</b>
<b>Deriva de piso máxima</b>			0,64%	0,42%

### 3.4.3 Flexibilidad de la estructura

Para este modelo se tiene los siguientes periodos, donde el periodo de vibración actuante en la estructura es menor al periodo inicial, lo que significa que la estructura no presenta problemas de flexibilidad.

- Análisis estático equivalente:  $T = 0,4707s$
- Análisis modal espectral:  $T = 0.4230s$

### 3.4.4 Modos de vibración

En la Tabla 46 se muestra la partición modal del modelo analizado, de la cual podemos concluir que: de los 12 modos de vibración considerados para el análisis se tiene dos modos de vibración principales para los pórticos en X y 2 modos de vibración principales para los pórticos en Y, y hasta el quinto modo de vibración se involucra una participación modal acumulada superior al 90%.

Tabla 46. Partición Modal – Tercer Módulo

<i>Modo</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Acumulada</i>	
			<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
<b>1</b>	0,9013	0,0000	90,1%	0,0%
<b>2</b>	0,0000	0,9328	90,1%	93,3%
<b>3</b>	0,0011	0,0000	90,2%	93,3%
<b>4</b>	0,0976	0,0000	100,0%	93,3%
<b>5</b>	0,0000	0,0672	100,0%	100,0%
<b>6</b>	0,0000	0,0000	100,0%	100,0%

Utilizando la combinación Cuadrática Completa (CQC) se obtuvo los diferentes modos y frecuencias, presentados en la Tabla 47 de los 5 primeros modos. Se puede apreciar claramente los modos de vibración de mayor importancia del edificio para cada dirección, resaltándose sus respectivos periodos.

Tabla 47. Periodos y Frecuencias – Tercer Módulo

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Frecuencia</i>
	sec	cyc/sec
<b>1</b>	0,4230	2,3610
<b>2</b>	0,3850	2,5990
<b>3</b>	0,2730	3,6650
<b>4</b>	0,1730	5,7700
<b>5</b>	0,1540	6,5030
<b>6</b>	0,1130	8,8390

### 3.5 Diseño - Cuarto Módulo

Para realizar el diseño de este módulo se tiene en cuenta las características presentadas en el diseño de los módulos anteriores, estas consideraciones son:

- Arriostramientos verticales tipo Chevron ubicados de acuerdo a la Figura 59
- 2 vigas intermedias en sentido X
- 4 correas o vigas secundarias
- Simple apoyo en la base de las columnas

### 3.5.1 Secciones de diseño

Después de realizar un proceso iterativo con la ayuda del programa computacional, se determina que el diseño final de la estructura, presenta los siguientes resultados:

#### 3.5.1.1 Vigas

**Nivel +6.00:** A continuación se presenta un resumen de los perfiles seleccionados para las vigas que se encuentran en el nivel + 6.00:

#### Vigas en sentido X

- a) Las vigas que forman los pórticos exteriores presentan un perfil W 10x26.
- b) Los pórticos interiores (9, 11, 12, 13, 15, 16) presentan vigas con un perfil W 12x35 excepto las vigas de 16m ubicadas en los vanos CF, cuyos perfiles son:

Tabla 48. Perfiles vigas (1) N+6.00 – Cuarto Módulo

<i>Pórtico</i>	<i>Perfil</i>
<b>11</b>	W 21x50
<b>13</b>	W 24x94
<b>15</b>	W 24x84

- c) Las vigas de los ejes 9', 10', 13', 14' presentan una sección W 12x35, menos la viga de 16m del eje 10' que tiene una sección W 21x62. La diferencia entre los perfiles de las vigas 16m de los pórticos 9' y 10' radica en que la viga del

pórtico 9' no recibe la misma carga ya que la viga ubicada en el pórtico D está conectada a la columna y es esta viga la que recibe la mayor carga.

- d) Las vigas del eje 10 y la viga intermedia paralela a cada lado de este eje tienen un perfil W 14x38, estas vigas resultan de mayor dimensión debido a la ausencia de columnas en esta área de la estructura.
- e) En el eje 14 las vigas presentan un perfil W 14x48 al igual que la viga intermedia paralela ubicada a cada lado de este eje, por la misma razón expuesta para el eje 10.
- f) Vigas que conforman el ducto destinado para ascensores y escaleras tienen una sección W 21x50.
- g) Las vigas intermedias a excepción de las mencionadas anteriormente fueron diseñadas con una sección W 12x35.

#### Vigas en sentido Y

La estructura presenta simetría con respecto al eje D, por lo tanto los resultados obtenidos son iguales para los pórticos A-G, B-F, C-E, y se tiene los siguientes perfiles:

- a) Los pórticos exteriores (A y G) tienen vigas de perfil W 8x67, y en los volados un perfil W 12x45.
- b) Las vigas de 8m de los pórticos B y F presentan una sección W 14x74 y las vigas de 18m tienen un perfil W 27x102.

- c) En los pórticos C y E las vigas de 18m presentan perfiles W 30x173, la viga de 16 m tienen un perfil W 27x94 y las vigas de 8m tienen un perfil W 8x67, menos la viga del vano 8-9 que tiene un perfil W 14x68.
- d) El pórtico D presenta las siguientes vigas:

Tabla 49. Perfiles vigas N+6.00 pórtico D – Cuarto Módulo

<i>Vano</i>	<i>Perfil</i>
8-9	W 14x68
9-9'	W 18x60
10'-11	W 8x28
13-15	W 30x173

Este diseño es igual para las plantas N+12.00 y plantas N+18.00

**Nivel +24.00:** El diseño de vigas de la planta de cubierta se resume en:

*Vigas en sentido X*

- a) Las vigas de los pórticos interiores, de los ejes 10 y 14 y las vigas intermedias presentan perfiles W 10x26, menos las vigas de 16m (vano CE) de los pórticos cuyas secciones son:

Tabla 50. Perfil vigas CE N+24.00 – Cuarto Módulo

<i>Pórtico</i>	<i>Perfil</i>
11, 13	W 30x132
15	W 27x94
16	W 27x76



- b) Las vigas de los pórticos exteriores tienen un perfil W 6x25, con excepción de la viga de 16m del pórtico 17 cuyo perfil es W 18x40

#### Vigas en sentido Y

- a) Las vigas ubicadas en sentido Y cuya longitud es de 8m tiene un perfil W 8x67, con excepción de las vigas que se encuentran en el eje D cuya sección en W 14x68.
- b) Las vigas de 18m y 16m tienen un perfil W 27x94, menos aquellas localizadas en los pórticos exteriores, las cuales presentan un perfil W 21x68

#### **3.5.1.2 Columnas**

El diseño de columnas da como resultado 7 tipos de columnas, en la Tabla 25 se presenta un resumen de los perfiles utilizados para cada una de las columnas con su respectiva ubicación. De este diseño se concluye que:

- a) Las columnas que presentan los perfiles más pesados son aquellas que tienen una mayor área de aportación, es decir aquellas que se encuentran cerca al corredor de ingreso a los ascensores (pórtico 13).
- b) Las columnas con perfil W 14x193 son todas aquellas columnas de los ejes B y F que se encuentran rotadas.
- c) La mayoría de columnas tienen un perfil W 14x257.

- d) A pesar de que los pórticos 11 y 13 son semejantes, las columnas del pórtico 11 son menores ya que el área de aportación que llega a estas columnas es menor.

Tabla 51. Perfiles de columnas – Cuarto Módulo

<i>Perfil</i>	<i>Eje</i>
<b>W 14x132</b>	C17, E17, C16, E16, A15, G15, C8, D8, E8
<b>W 14x193</b>	B15, F15, B13, F13, B11, F11, B9, F9
<b>W 14x176</b>	A16, G16, A9, G9
<b>W 14x211</b>	B16, F16, C9, D9, E9
<b>W 14x257</b>	A17, B17, F17, G17, A13, G13, A12, B12, F12, G12, A11, G11, A8, B8, F8, G8
<b>W 14x283</b>	C15, E15, C11, E11
<b>W 14x370</b>	C13, E13

### 3.5.1.3 Diagonales

Los arriostramientos verticales de este modelo tienen diferentes secciones tanto para los pórticos del eje X y como para los pórticos del eje Y. Los perfiles utilizados se presentan en la Tabla 52.

Tabla 52. Perfiles de arriostramientos verticales – Cuarto Módulo

<i>Pórtico</i>	<i>N + 6.00</i>	<i>N+ 12.00</i>	<i>N+ 18.00</i>	<i>N+ 24.00</i>
8, 17	W 12x87	W 12x79	W 12x65	W 10x49
12, A, G	W 12x65	W 12x65	W 12x65	W 10x49

### 3.5.2 Control de derivas de piso

A continuación se presenta los desplazamientos obtenidos del análisis para el pórtico 17 de la estructura en los dos primeros pisos.

Tabla 53. Desplazamientos laterales pórtico 17 – Cuarto Módulo

Desplazamientos (mm)	Segundo Piso		Primer Piso	
	X	Y	X	Y
A	27,80	23,30	12,60	11,40
B	27,80	22,80	12,60	11,20
C	27,80	22,30	12,60	11,00
E	27,80	22,30	12,60	11,00
F	27,80	22,80	12,60	11,20
G	27,80	23,30	12,60	11,40
<b>Desplazamiento máximo</b>	27,80	23,30	12,60	11,40

Se calcula las derivas de piso elásticas e inelásticas correspondientes al pórtico 17 de la estructura, estas derivas son menores al 2% permitido por el código de diseño.

Tabla 54. Derivas de piso – Cuarto Módulo

Derivas de piso	$\Delta e$		$\Delta m$	
	X	Y	X	Y
A	0,25%	0,20%	1,14%	<b>0,89%</b>
B	0,25%	0,19%	1,14%	0,87%
C	0,25%	0,19%	1,14%	0,85%
E	0,25%	0,19%	1,14%	0,85%
F	0,25%	0,19%	1,14%	0,87%
G	0,25%	0,20%	1,14%	<b>0,89%</b>
<b>Deriva de piso máxima</b>			1,14%	0,89%

### 3.5.3 Flexibilidad de la estructura

Al comparar el periodo inicial de la estructura de 0,7916s con el periodo actuante de 0,777s, se concluye que este modelo no presenta problemas de flexibilidad.

### 3.5.4 Modos de vibración

Realizado el análisis modal espectral se determina los modos de vibración que presenta la estructura, en este modelo se consideran para el análisis 12 modos de vibración, cuya partición modal está representada en la Tabla 55, de esta tabla se concluye que en el quinto modo de vibración se tiene una partición modal superior al 90%, y que el primero y segundo modo de vibración son los más significativos.

Tabla 55. Partición Modal – Cuarto Módulo

<i>Modo</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Acumulada</i>	
			<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
<b>1</b>	0,8127	0,0000	81,27%	0,00%
<b>2</b>	0,0000	0,8470	81,27%	84,70%
<b>3</b>	0,0004	0,0000	81,31%	84,70%
<b>4</b>	0,1474	0,0000	96,04%	84,70%
<b>5</b>	0,0000	0,1230	96,04%	96,99%
<b>6</b>	0,0001	0,0000	96,06%	96,99%
<b>7</b>	0,0312	0,0000	99,18%	96,99%
<b>8</b>	0,0000	0,0253	99,18%	99,52%
<b>9</b>	0,0082	0,0000	100,00%	99,52%
<b>10</b>	0,0000	0,0048	100,00%	100,00%
<b>11</b>	0,0000	0,0000	100,00%	100,00%
<b>12</b>	0,0000	0,0000	100,00%	100,00%

Utilizando el método de combinación Cuadrática Completa (CQC) se determina los periodos y frecuencias de los 5 primeros modos, estos valores se observan en la Tabla 56, donde se comprueba que en los dos primeros modos de vibración presentan los periodos representativos que actúan en la estructura.

Tabla 56. Periodos y Frecuencias – Cuarto Módulo

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Frecuencia</i>
	sec	cyc/sec
<b>1</b>	0,7770	1,2870
<b>2</b>	0,6880	1,4530
<b>3</b>	0,4810	2,0780
<b>4</b>	0,2830	3,5360
<b>5</b>	0,2500	3,9960

### 3.6 Diseño de conexiones

Una parte fundamental del diseño de una estructura y en especial de una estructura metálica es el diseño adecuado de conexiones, ya que cada elemento debe tener una conexión adecuada, capaz de transmitir las cargas a otros elementos o a la cimentación.

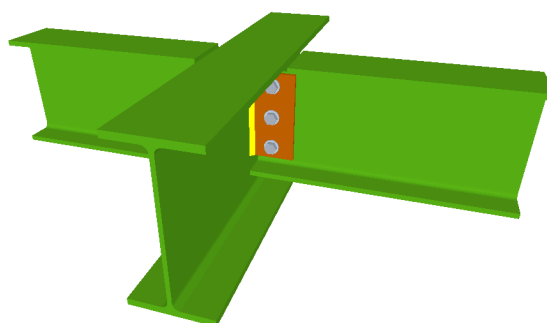


Figura 61. Diseño de Conexiones

El diseño de conexiones se lo realiza según la sección 5.2.6 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, donde se define que: se debe cumplir las especificaciones del capítulo J del AISC, poniendo énfasis en las siguientes recomendaciones:

Cuadro1. Recomendaciones NEC11 – Diseño de conexiones

<b>Recomendación</b>	
<b>Tipo de Pernos</b>	Todos los pernos deberán ser Pernos de Alta Resistencia Pretensados (completamente tensados) clase A.
<b>Tipo de Agujeros</b>	Deben usarse agujeros estándar o agujeros de ranura corta perpendiculares a la carga aplicada
<b>Resistencia Disponible al Cortante</b>	La Resistencia disponible al cortante de juntas empernadas con agujeros estándar deberá calcularse como si la junta fuera de contacto, excepto que la resistencia nominal al aplastamiento en los agujeros de los pernos no debe tomarse mayor que $2.4dt Fu$ .
<b>Pernos y Soldadura en una Junta</b>	Una fuerza en un miembro debe ser resistida en su totalidad en la conexión por un solo tipo de junta, es decir, totalmente por pernos o totalmente por soldaduras. Una conexión en la cual los pernos resisten una fuerza que es normal a la fuerza resistida por las soldaduras.

### **3.6.1 Tipo de Conexión**

De acuerdo a las recomendaciones dadas por el Dr. Juan Carlos Vielma, el tipo de conexión que se debe utilizar para una estructura metálica es una conexión mixta, es decir una conexión en la cual se utilice como elementos conectores tornillos y soldadura. Este criterio es respaldado por las nuevas disposiciones adoptadas por el AISC en el año 2005, quienes después de haber analizado las experiencias y conocimientos adquiridos en los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, proponen una nueva filosofía para producir estructuras sismo resistentes en acero estructural. Este criterio de diseño también es utilizado por el programa computacional ETABS 2013, en los literales siguientes se incluye un ejemplo de diseño utilizando esta herramienta.

En la presente tesis se realiza el diseño de tres tipos de juntas o conexiones:

- a) Conexión viga – viga
- b) Conexión viga – columna
- a) Conexión columna – cimentación – Placas Base

### **3.6.2 Conexión Viga - Viga**

Este tipo de conexión se utiliza para ensamblar o enlazar las vigas intermedias con las vigas principales de la estructura y de igual manera para unir las correas o vigas secundarias con las vigas correspondientes.

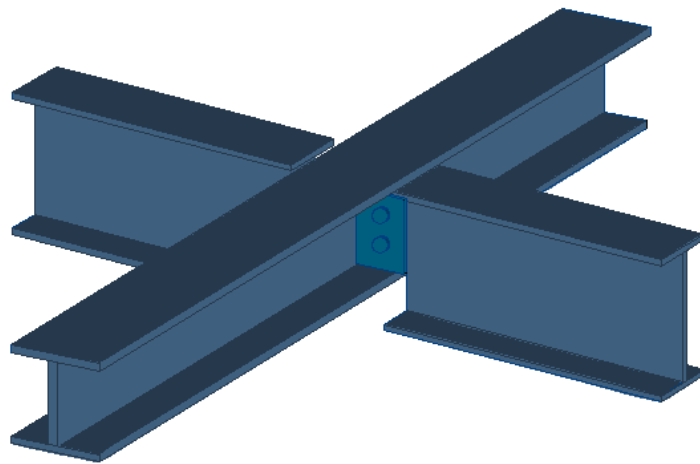


Figura 62. Conexión viga - viga

El diseño de este tipo de conexión está dado principalmente por la resistencia al corte y al aplastamiento que experimentan los diferentes elementos que conforman la junta: conectores (pernos y soldadura) los cuales deben tener la resistencia suficiente para soportar satisfactoriamente estas fuerzas y los miembros que forman las juntas (placas y vigas) deben ser lo bastante fuertes para prevenir su desgarramiento por los conectores.

El modelo utilizado para la conexión viga- viga se presenta en la Figura 63, la conexión está formada por una placa de corte, tornillos y soldadura. En la viga intermedia se coloca la placa de corte, la misma que se encuentra enlazada a la viga mediante el uso de tornillos, esta combinación se conecta con la viga principal mediante soldadura.



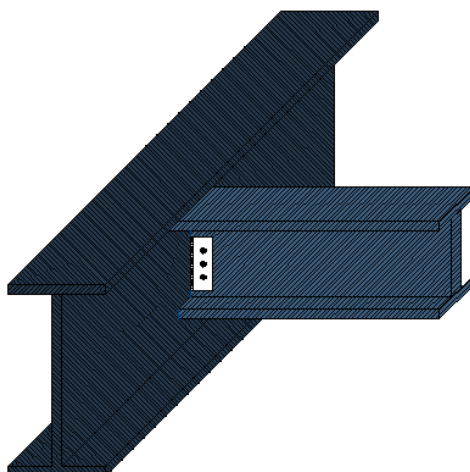


Figura 63. Modelo Conexión Viga-Viga

El procedimiento necesario para realizar el diseño de este tipo de conexiones se describe en los siguientes literales. Primero se detalla el marco teórico que se aplicara para el diseño, seguido del desarrollo de un ejemplo numérico y por último la comprobación del diseño mediante el uso de la herramienta computacional.

### ***3.6.2.1 Análisis de Cargas***

Para realizar el diseño de la conexión viga -viga se determina los esfuerzos que actúan en la junta, estos esfuerzos se calculan para las combinaciones de carga:

- $1,4 CM$
- $1,2 CM + 1,6CV$

La fuerza de diseño se calcula como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la fuerza el cortante y axial:

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

### 3.6.2.2 Diseño de tornillos

La resistencia de diseño a corte de un tornillo se expresa como:

$$R_c = A_b * F_{nv}$$

Donde,  $F_{nv}$  es la resistencia nominal a cortante, esta resistencia depende del tipo de tornillo que se va a utilizar para el enlace de la conexión (Tabla 57), y  $A_b$  es el área de la sección transversal.

Utilizando esta ecuación determinamos el área requerida para soportar el corte producido en la junta, el área obtenida debe ser dividida para ( $n$ ) número de tornillos a utilizar, de acuerdo al AISC el número mínimo de tornillos que se deben utilizar son dos.

Tabla 57. Tensión de Corte Nominal de los Tornillos

Descripción de conector	Tipo	Resistencia al corte	
		Klb/in <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>
Perno clase A, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	A 325-N	54	3,8
Perno clase A, cuando la rosca está excluida del plano de corte	A 325-X	68	4,78

Una vez obtenida el área necesaria, se determina el diámetro del perno, sin embargo el diámetro obtenido debe tomarse como referencia para seleccionar un diámetro comercial, con este dato se obtiene también el diámetro del agujero, estos dos valores son presentados en la Tabla 58.

Tabla 58. Dimensiones de Perno y Agujero estándar

Diámetro Perno	Dimensiones de los agujeros	
	Estándar (Dia.)	De ranura corta (ancho x longitud)
1/2	9/16	9/16 x 11/16
5/8	11/16	11/16 x 7/8
3/4	13/16	13/16 x 1
7/8	15/16	15/16 x 1 1/8
1	1 1/16	1 1/16 x 1 5/16

Inmediatamente después se realiza la comprobación de la resistencia nominal de los tornillos seleccionados, donde  $\phi = 0.75$  de acuerdo a las especificaciones LFRD. Esta resistencia debe ser mayor que  $R_u$ .

$$\phi R_n = \phi * n * A_b * F_{nv}$$

Para finalizar el diseño se determina la separación entre tornillos ( $s$ ) y la distancia a los bordes ( $l_{ev}$ ,  $l_{eh}$ ):

- Separación mínima ( $s$ ).- Los tornillos deben colocarse a una distancia centro a centro mayor a  $3d_b$

- b) Distancias mínimas al borde  $l_{ev}$  y  $l_{eh}$ .- Se debe colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa no menor de  $1,5d_b$

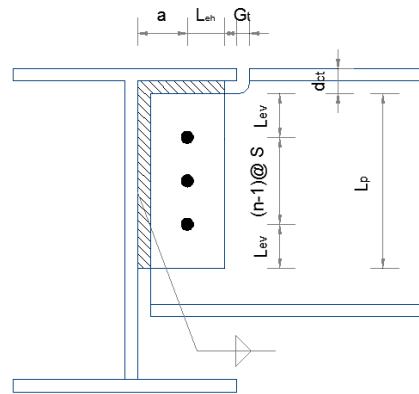


Figura 64. Separación entre tornillos y distancias a bordes

Otro parámetro que influye en las distancias mencionadas anteriormente para el tipo de conexión que se está analizando, es la altura del perfil que se está utilizando, los valores recomendados para cada tipo de perfil se encuentra en las tablas del código AISC, las mismas que se presentaran más adelante como una aplicación de ETABS.

### 3.6.2.3 Diseño de la placa

El dimensionamiento de la placa de corte depende principalmente del calculo del espesor necesario de la placa para resistir el aplastamiento generado por los tornillos, este cálculo utiliza la fórmula recomendada por el NEC-11.

$$R_n = 2,4 * d_b * t * F_u$$

Donde,

- $R_n$  = Resistencia nominal al aplastamiento.
- $d_b$  = Diametro del tornillo
- $t$  = Espesor de la placa
- $F_u$  = Resistencia del acero

De esta ecuación despejamos la variable  $t$

$$t = \frac{R_u}{2,4 * d_b * F_u}$$

El valor obtenido mediante la aplicación de esta fórmula, es el espesor requerido para la placa, sin embargo este espesor es una referencia para seleccionar un espesor disponible en el mercado.

#### **3.6.2.4 Diseño de soldadura**

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes se conecten. Existen dos tipos de soldaduras, las soldaduras de filete y de ranura. Para el diseño se utilizó soldadura tipo filete, en cuyo diseño predominan los esfuerzos de corte, los cuales se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi(0,6F_{exx} * D_s * L_s * \sin 45)$$

Donde,

- $F_{exx}$  = Resistencia del metal de relleno
- $D_s$  = Tamaño de la soldadura
- $L_s$  = Longitud de la soldadura

El tamaño de la soldadura puede determinarse como:

$$D_s = \frac{Ru}{0,60F_{exx} * L_s * \sin 45}$$

Este primer valor debe ser verificado con los límites dados por la especificación del AISC, estos límites son:

- a) Tamaño mínimo: El tamaño mínimo de la soldadura no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas ni menor que el tamaño dado en la Tabla 59.

Tabla 59. Tamaño mínimo de la Soldadura de Filete

<b>Espesor del material de la parte unida más delgada (in)</b>	<b>Tamaño mínimo de la soldadura de filete (in)</b>
Hasta ¼ inclusive	1/8
Entre ¼ y ½	3/16
Entre ½ y ¾	1/4
Mayor que ¾	5/16

- b) Tamaño máximo: Si el espesor del material base es menor que  $\frac{1}{4}$  entonces la soldadura no debe ser mayor que el espesor del material. Si el espesor del material base es mayor o igual que  $\frac{1}{4}$  el espesor de la soldadura no será mayor que el espesor del material –  $\frac{1}{16}$ .

Una vez adoptado el tamaño de la soldadura se realiza la comprobación de la resistencia como:

$$\phi R_n = \phi(0,6F_{exx} * D_s * L_s * \sin 45)$$

### 3.6.2.5 Comprobación de la resistencia de los elementos conectados

Esta comprobación se la realiza para los elementos de miembros en conexiones y elementos conectores como la placa.

- a) Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos: La fuerza aplicada por el tornillo en la pared del agujero podría llevar al aplastamiento del material en esa zona. La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado  $R_n$ , es determinada mediante la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n(max)}) + (n - 1)\min(\phi r_{n2}, \phi r_{n(max)})$$

Donde:

$$\phi r_{n1} = \phi(1,2 * l_{c1} * t * F_u)$$

- $l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$

- $d_h = \text{Dímetro del agujero (Tabla 58)}$

$$\phi r_{n2} = \phi(1,2 * l_c * t * F_u)$$

- $l_c = s - d_h$

$$\phi r_{n(max)} = \phi(2,4 * d_b * t * F_u)$$

- b) Fluencia de corte del elemento: La resistencia de corte disponible de este elemento en corte debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados de límites de fluencia en corte y ruptura.

$$\phi R_n = \phi(0,6 * F_y * A_{gv})$$

Donde:

$A_{gv}$  = área bruta solicitada a corte

$$A_{gv} = L_p * t$$

- $L_p = \text{Longitud de la placa}$

- c) Ruptura en corte del elemento:

$$\phi R_n = \phi(0,6 * F_u * A_{nv})$$

Donde:

$A_{nv}$  = área neta solicitada a corte

$$A_{nv} = \left[ L_p - n \left( d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t$$



- d) Resistencia de Bloque de Corte: La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria(s) de falla por corte y la trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}, 0,6F_u A_{nv})]$$

Donde:

$A_{nt}$  = área neta solicitada a tracción

$$A_{nt} = \left[ L_{eh} - \frac{1}{2} \left( d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t$$

$$A_{nv} = \left[ \{(n-1)s + L_{ev}\} \left\{ \frac{2n-1}{2} \left( d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t$$

$$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}] * t$$

### 3.6.2.6 Ejemplo de aplicación

Para el diseño de la conexión viga – viga, se toma como ejemplo la junta mostrada en la Figura 65, localizada en la planta alta en el pórtico A del primer bloque analizado. Las características geométricas de las vigas son:

Tabla 60. Sección de vigas (cm)

	<b>PERFIL</b>	<b>d</b> <b>cm</b>	<b>bf</b> <b>cm</b>	<b>tf</b> <b>cm</b>	<b>tw</b> <b>cm</b>
<b>Viga 1</b>	W 8x67	22,86	21,03	2,37	1,45
<b>Viga 2</b>	W 10x26	26,16	14,66	1,12	0,66

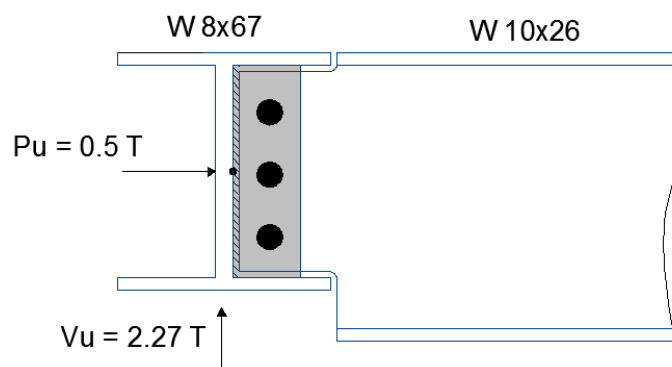


Figura 65. Ejemplo Conexión viga - viga

Debido a que el programa ETABS realiza la comprobación del diseño en unidades del sistema US, y por facilidades de cálculo se trabaja con este tipo de unidades, por lo tanto las características de vigas son:

Tabla 61. Sección de vigas (in)

	<b>PERFIL</b>	<b>d</b> <b>in</b>	<b>bf</b> <b>in</b>	<b>tf</b> <b>in</b>	<b>tw</b> <b>in</b>
<b>Viga 1</b>	W 8x67	9,00	8,28	0,94	0,57
<b>Viga 2</b>	W 10x26	10,30	5,77	0,44	0,26

Acero A36:  $F_u = 58 \text{ ksi} = 40,78 \text{ Kg/mm}^2$

$F_y = 36 \text{ ksi} = 25,31 \text{ Kg/mm}^2$

A continuación se presenta paso a paso el diseño de la conexión utilizando las ecuaciones expuestas en los numerales anteriores.

### Cargas actuantes en la conexión

De los diagramas de fuerza axial y cortante de la primera combinación de carga se obtiene:

- $P_u = 0,5 T \rightarrow 0,05 \text{ kips}$
- $V_u = 2,27 T \rightarrow 4,99 \text{ kips}$

Por lo tanto la fuerza actuante es:

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = \sqrt{0,05^2 + 4,99^2} = 4,99 \text{ kips}$$

### Diseño de elementos de conexión

- a) Diseño de tornillos: Se considera tornillos de alta resistencia clase A con rosca excluida del plano de corte (A 325-X), cuya  $F_{nv} = 68 \text{ ksi}$ . En la Tabla 62 se presenta el dimensionamiento de los tornillos.

Tabla 62. Dimensionamiento de tornillos

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>n asumido</b>	Número de tornillos a utilizar	2
<b>A</b>	$A = \left(\frac{R_u}{F_{nv}}\right)/n$	0,0367 in <sup>2</sup>
<b>d</b>	$d_b = \sqrt{\frac{4 * A_b}{\pi}}$	0,2161 in

Una vez obtenido el diámetro requerido, se busca un tornillo comercial cuyo diámetro sea igual o mayor al requerido y se comprueba que:

$$R_u < \phi R_n$$

Tabla 63. Dimensión tornillo comercial

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>db</b>	Valor asumido	1/2 in
<b>dh</b>	Diámetro del orificio	9/16 in
<b>A<sub>b</sub></b>	$A_b = \frac{\pi * d_b^2}{4}$	0,1963 in <sup>2</sup>
<b>φR<sub>n</sub></b>	$\phi R_n = \phi * n * A_b * F_{nv}$	20,02 kips

$$4,99 \text{ Kips} < 20,02 \text{ kips} \rightarrow Ok!$$

- b) Diseño de placa: En el dimensionamiento de la placa es necesario determinar el material que a utilizar, en este ejemplo se considera acero A36, cuya Resistencia a la tracción ( $F_u$ ) es 58Ksi y el Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) es 36Ksi.

Tabla 64. Dimensionamiento de placa

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>t</b>	$t = \frac{R_u}{2,4 * d_b * F_u}$	0,0717
<b>t asumido</b>	Valor comercial	1/8 in
<b>l<sub>p</sub></b>	$l_p = 2l_{ev} + (n - 1)s + (dct - tf)$	7,07 in
<b>a<sub>p</sub></b>	$a_p = a + l_{eh}$	4,00 in

- c) Diseño de la soldadura: En el diseño de los filetes de soldadura se utiliza electrodos E60XX. El tamaño de la soldadura necesario es:

Tabla 65. Tamaño de la soldadura

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
$L_s$	Longitud de la Soldadura	14,13 in
$D_s$	$D_s = \frac{Ru}{0,60F_{exx} * L_s * \sin 45}$	0,0139 in

El valor requerido para la soldadura es de 0.0139 in, se comprueba que este valor esté dentro de los límites establecidos y se adopta el tamaño más óptimo:

Tabla 66. Límites de la soldadura

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>Mínimo</b>	Tabla J2,4 del AISC	0,125
<b>Máximo</b>	$D_s < t - \frac{1}{16}$	0,063

Como se observa en la Tabla 66 el tamaño máximo del cordón de soldadura es menor que el mínimo, lo que resulta una incoherencia, esto o indica que el espesor de la placa no es el adecuado, por lo tanto se debe aumentar este espesor. Para esta conexión se toma un espesor de la placa de  $\frac{1}{4}$  in. Lo que provoca que los límites y valor definitivo del cordón de soldadura sea:

Tabla 67. Límites de la soldadura y valor final

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>Mínimo</b>	Tabla J2,4 del AISC	0,125
<b>Máximo</b>	$Ds < t - \frac{1}{16}$	0,188
<b>D asumido</b>	Valor comercial	0,125

Con este valor realizamos la comprobación de  $R_u < \phi R_n$ , donde:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0.75 * (0,6 * 60 * 0.125 * 14.13 * \sin 45) \\ &= 33,72 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$4,99 \text{ Kips} < 33,72 \text{ kips} \rightarrow \text{Ok!}$$

### 3.6.2.7 Comprobación del diseño con ETABS

El programa computacional ETABS2013 proporciona una herramienta que permite realizar la comprobación del diseño de cada una de las conexiones existentes en la estructura, para todas las combinaciones de carga que el usuario desee, lo que implica un ahorro de tiempo el momento del diseño. Para este proceso es necesario tener determinado las secciones de los elementos estructurales

#### **Tipos de Conexión viga – viga**

La conexión viga – viga que realiza ETABS tiene tres posibilidades de diseño, el cual depende de la ubicación de la placa de corte como se muestra en la Figura 66, Figura 67 y Figura 68.

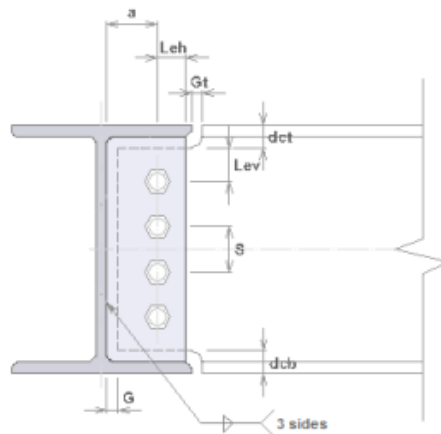


Figura 66. Placa vertical Full

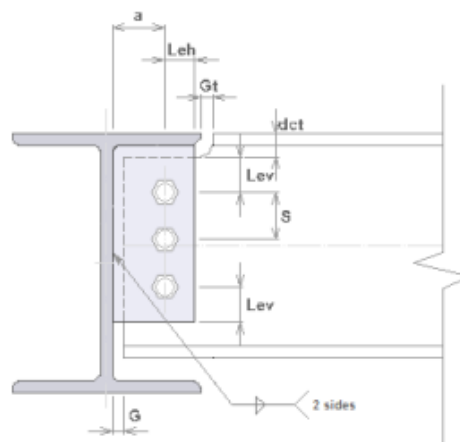


Figura 67. Placa Vertical Parcial

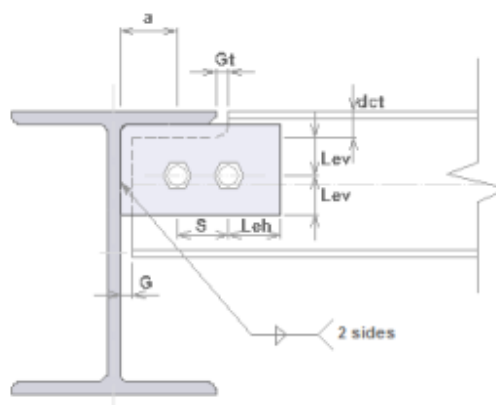


Figura 68. Placa horizontal

Se puede seleccionar un solo tipo ubicación o se puede optar por la opción de auto selección, definiendo los parámetros de la Figura 69.

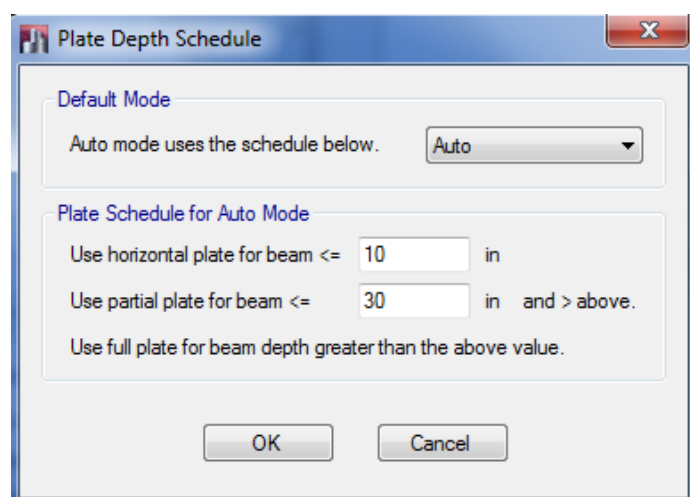


Figura 69. Parámetros de autoselección – Tipo de placa

Para utilizar esta herramienta se define los parámetros de referencia señalados en la Figura 70, donde:

	Item	Value
01	Bolt Types	A325-X
02	Bolt Size	7/8
03	Hole Types	STD
04	Weld Material	E60XX
05	Weld Thickness, [1/16]D (in)	4
06	Plate Material	STEEL
07	Plate Thickness, T (in)	0,375

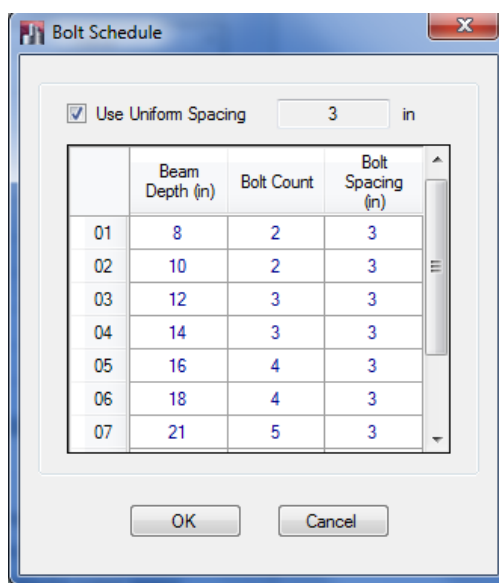
Figura 70. Parámetros de referencia

- 01: Tipo de tornillo
- 02: Tamaño del tornillo
- 03: Tipo de agujero



- 04: Material de la soldadura
- 05: Espesor de la soldadura (se ingresa como fracción de 1/16)
- 06: Material de la placa
- 07: Espesor de la placa

Cabe destacar que el programa no permite realizar una modificación de las incógnitas de distancias y espaciamientos, debido a que el programa selecciona estos valores de acuerdo a la altura de la viga, utilizando los criterios dados por el AISC, estos espaciamientos pueden observarse en la ventana “Bolt Schedule”:



	Beam Depth (in)	Bolt Count	Bolt Spacing (in)
01	8	2	3
02	10	2	3
03	12	3	3
04	14	3	3
05	16	4	3
06	18	4	3
07	21	5	3

Figura 71. Ventana “Bolt Schedule”

### Modelo de la conexión

Para realizar la comprobación del diseño utilizaremos la conexión señalada en la Figura 65. Sin embargo debido a los problemas presentados por la versión del programa ETABS 2013 que se estaba utilizando, fue necesario reproducir esta

conexión utilizando una nueva versión, lo que provoco una aproximación en los resultados de cortante y carga axial del 93%. A continuación se presenta el procedimiento necesario para realizar esta operación:

1. Realizar el análisis de la estructura.
2. Utilizar el comando para el diseño de conexiones de acero, el cual se encuentra en: Design → Steel Connection Design → Start Design/Check, como se indica en la Figura 72.

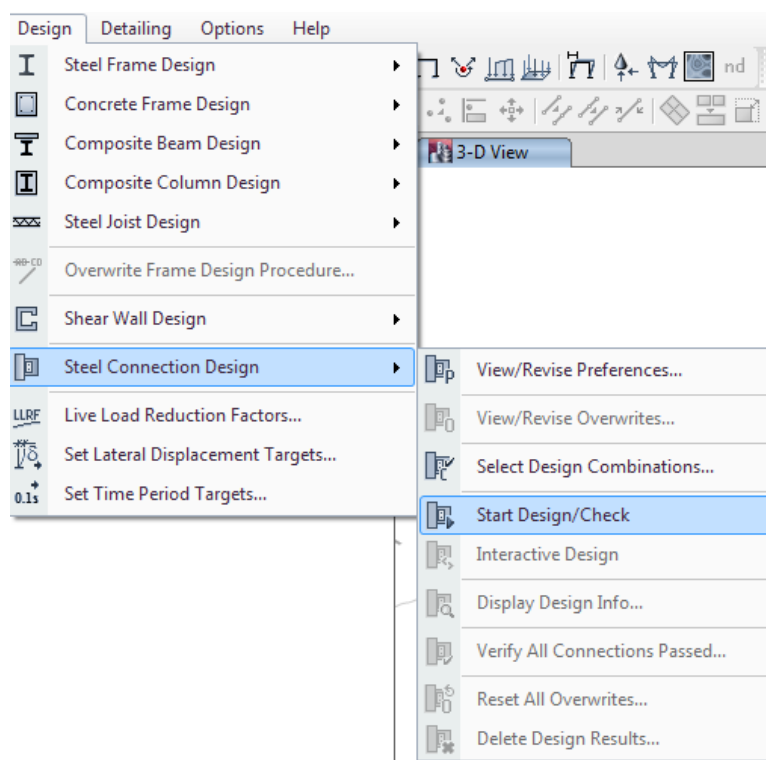


Figura 72. Secuencia para comprobación de conexiones

3. Una vez que el programa finalice el diseño de la conexión se observa los resultados obtenidos como se muestra en la Figura 73.

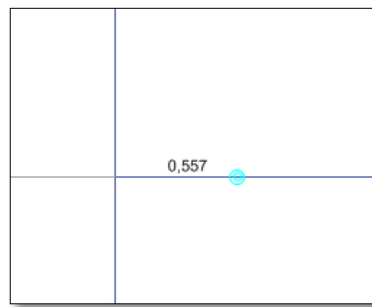


Figura 73. Resultado diseño de Conexiones

4. Haciendo clic derecho sobre la conexión, se despliega una ventana en la cual se encuentra información sobre la conexión y su diseño.

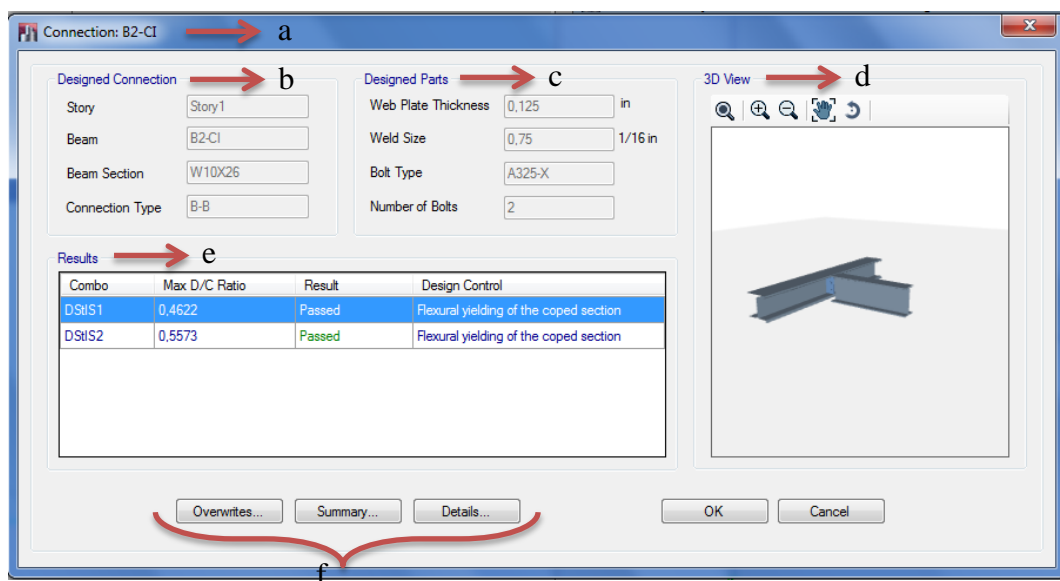
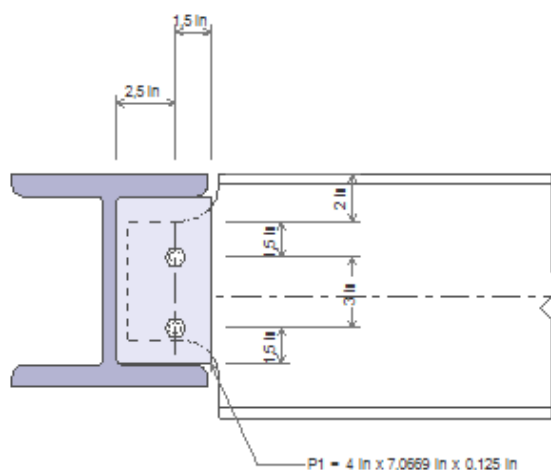


Figura 74. Ventana - Resultados de la conexión

- a) Nombre de la conexión.
- b) Esta sección describe: perfil de la viga, ubicación y tipo de conexión.
- c) Presenta los parámetros utilizados para: placa, tornillos y soldadura.
- d) Muestra una imagen 3D de la conexión.

- e) En esta parte de la ventana se muestra el resumen del resultado obtenido para cada uno de los combos.
- f) Existen tres opciones:
  - i. Overwrites.- Permite realizar cambio de las preferencias de diseño
  - ii. Summary.-Da un resumen del diseño
  - iii. Details.- Presenta paso a paso los diferentes comprobaciones realizadas, esta opción es detallada más adelante.

5. Al elegir la opción “Details” de la ventana mostrada en la Figura 74, el programa presenta un detalle completo de todos los cálculos realizados para la conexión, en la Figura 75 se observa la primera parte del reporte, donde en la parte superior hay una ilustración de la conexión con los datos de diseño, distancias y separaciones y en la parte inferior se da una tabla con las diferentes verificaciones realizadas y la referencia correspondiente al código AISC.



**Beam-Beam Connection**

**Summary of results**

	<b>Design Check Type</b>	<b>D/C Ratio</b>	<b>Result</b>	<b>Reference</b>
1	Bolt strength in single shear	0,232	Passed	J3-1
2	Bolt bearing on web plate	0,355	Passed	J3-6a
3	Shear yielding of web plate	0,243	Passed	J4-3
4	Shear rupture of web plate	0,244	Passed	J4-4
5	Block shear rupture strength of web plate	0,298	Passed	J4-5
6	Design strength of weld	0,367	Passed	J2-3
7	Bolt bearing on beam web	0,171	Passed	J3-6a
8	Shear yielding of beam web	0,1	Passed	J4-3
9	Shear rupture of beam web	0,097	Passed	J4-4
10	Block shear rupture strength of beam web	0,122	Passed	J4-5
11	Flexural yielding of the coped section	0,642	Passed	Manual Part 9
12	Local web buckling on coped section	0,065	Passed	AISC Manual Eq 9-18
13	Shear rupture of girder web	0,06	Passed	Manual Eq 9-2

Figura 75. Verificación del diseño

**3.6.3 Conexión Viga – Columna**

Los módulos analizados en la presente tesis están formados por pórticos especiales resistentes a momento (SMF), por lo tanto la conexión viga-columna debe ser capaz de transmitir los momentos flexionantes factorizados, la fuerza axial y la fuerza cortante en los extremos de la viga a la columna, este tipo de conexión se conocen como “Conexión resistente a momento”.

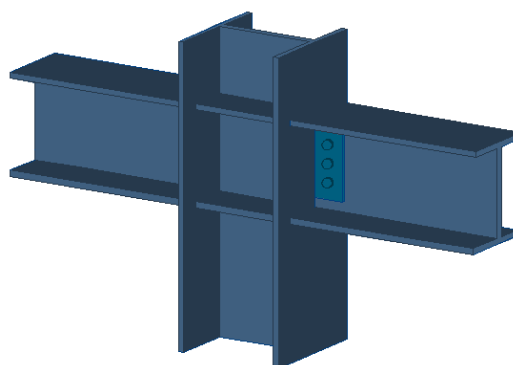


Figura 76. Conexión viga – columna

De acuerdo al AISC existen dos tipos de conexiones resistentes a momento, la primera es la conexión rígida tipo FR (totalmente restringida) y la conexión semirrígida tipo PR (parcialmente restringida). Las conexiones rígidas se usan en construcciones continuas que resisten fuerzas laterales causadas por viento o sismo, mientras que las conexiones semirrígidas se usan en la construcción semicontinua, principalmente en edificios de oficinas o habitacionales de altura moderada.

El modelo de la conexión viga-columna que se va a diseñar presenta la configuración que se observa en la Figura 77, la conexión está conformada por una placa de corte, la cual se une al alma de la viga por medio de tornillos y al ala de la columna por medio de soldadura, además en caso de ser necesario se emplearán atiesadores y placas de continuidad.

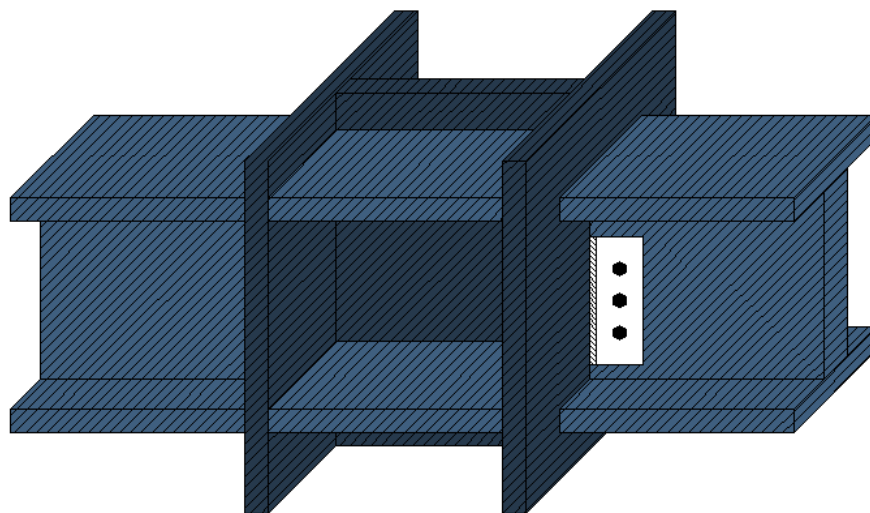


Figura 77. Modelo Conexión Viga-Columna

A continuación se detalla paso a paso el diseño de este tipo de conexión, para lo cual se toma como ejemplo la conexión de la columna B6 y la viga 5-6 del primer módulo, cuyas características geométricas son:

Tabla 68. Sección de viga y columna (cm)

PERFIL		d cm	bf cm	tf cm	tw cm
<b>Viga</b>	W 14x68	35,56	25,40	1,83	1,05
<b>Columna</b>	W 14x132	37,34	37,34	2,62	1,64

Por facilidades de cálculo se trabajara con unidades inglesas, para lo cual las propiedades de la sección son:

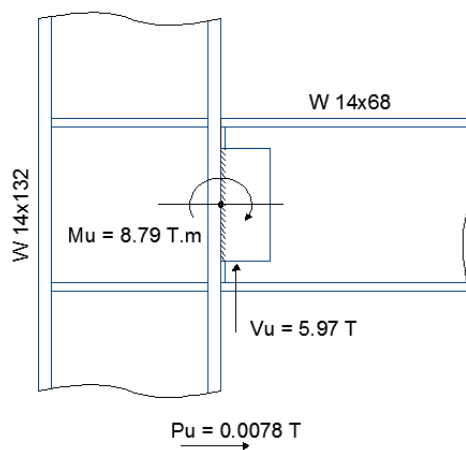


Figura 78. Datos conexión viga-columna

Tabla 69. Sección de viga y columna (in)

PERFIL		d in	bf in	tf in	tw in
<b>Viga</b>	W 14x68	14,00	10,00	0,72	0,41
<b>Columna</b>	W 14x132	14,70	14,70	1,03	0,65

$$\text{Acero A36:} \quad Fu = 58 \text{ ksi} = 40,78 \text{ Kg/mm}^2$$

$$Fy = 36 \text{ ksi} = 25,31 \text{ Kg/mm}^2$$

### 3.6.3.1 Determinar las cargas actuantes en la conexión

Se toman los datos de fuerza axial, fuerza cortante y momento que actúan en el extremo de la viga, para la combinación de carga más crítica. Estas fuerzas transformadas a unidades inglesas son:

- $Pu = 0,0011T \quad \rightarrow \quad 0,0078 \text{ Kips}$
- $Vu = 5,9702T \quad \rightarrow \quad 13,16 \text{ Kips}$
- $Mu = 8,7915 T.m \quad \rightarrow \quad 763,07 \text{ Kip.in}$

La fuerza que actúa en la conexión es:

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = \sqrt{0,01^2 + 13,16_u^2} = 13,16 \text{ Kips}$$

Como se puede observar la fuerza  $Pu$  es insignificante y no influye en el cálculo ni en el diseño en sí de la conexión, por lo cual podría no ser considerada.

### 3.6.3.2 Resistencia de la viga en flexión

La resistencia que presenta la viga ante esfuerzos de flexión se determina comprobando que la sección sea compacta.



Tabla 70. Resistencia de la viga a flexión

<i>Incógnita</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>
<b>b</b>	$b = b_f - t_w$	9,59 in
<b>h</b>	$h = d - 2t_f$	12,56 in
<b>S<sub>xx</sub></b>	$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$	100,59 in <sup>3</sup>
<b>ϕM<sub>n</sub></b>	$\phi M_n = \phi F_u S_{xx}$	5250,76 Kip-in

$$\phi M_n > M_u \rightarrow Ok!$$

### 3.6.3.3 Comprobación de corte del alma

El procedimiento de diseño que se presenta a continuación es semejante al detallado para la conexión viga – viga.

- a. Dimensión de los tornillos: Los tornillos a utilizar son de alta resistencia con cuerdas excluidas del plano de corte y con agujeros de tamaño estándar.

Tabla 71. Dimensionamiento de tornillos

<i>Incógnita</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>
<b>Tipo</b>	A 325-X	-
<b>F<sub>nv</sub></b>	Resistencia nominal a corte	68 Ksi
<b>n asumido</b>	Número de tornillos a utilizar	3
<b>A</b>	$A = \left(\frac{R_u}{F_{nv}}\right)/n$	0,065 in
<b>d</b>	$d = \sqrt{\frac{4 * A_b}{\pi}}$	0,287 in
<b>db</b>	Valor asumido	1/2 in
<b>d<sub>h</sub></b>	Diámetro del orificio	9/16 in
<b>ϕR<sub>n</sub></b>	$\phi R_n = \phi * n * A_b * F_{nv}$	30,04 Kips

- b. Dimensionamiento de la placa de corte: La placa es de acero A36 y para encontrar las dimensiones de la placa de corte se utiliza el formulario presentado a continuación:

Tabla 72. Dimensionamiento placa de corte

<i>Incógnita</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>
<b>t</b>	$t = \frac{R_u}{2,4 * d_b * F_u}$	0,1891 in
<b>t</b>	Valor comercial asumido	1/4 in
<b>l<sub>p</sub></b>	$l_p = 2l_{ev} + (n - 1)s$	9,00 in
<b>a<sub>p</sub></b>	$a_p = a + l_{eh}$	4,00 in

- c. Diseño de la soldadura: Para esta conexión se utilizará una soldadura E60XX, cuyo dimensionamiento está dado por:

Tabla 73. Dimensionamiento soldadura

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>L<sub>s</sub></b>	Longitud de la Soldadura	18 in
<b>D<sub>s</sub></b>	$D_s = \frac{R_u}{0,60F_{exx} * L_s * \sin 45}$	0,0287 in
<b>D min</b>	Tabla J2,4 del AISC	0,125 in
<b>D máx</b>	$D_s < t - \frac{1}{16}$	0,188 in
<b>D asumido</b>		0,125 in
<b>φR<sub>n</sub></b>	$\phi R_n = \phi(0,6F_{exx} * D_s * L_s * \sin 45)$	42,96 Ksi

- d. Capacidad de aplastamiento del alma

$$\phi r_{n1} = \min[\phi(1,2 * l_{c1} * t_w * F_u), \phi(1,2 * l_c * t_w * F_u)] > (2,4 * d_b * t_w * F_u)$$

Los factores  $l_{c1}$  y  $l_c$  dependen de los parámetros  $L_{ev}$  y  $s$ , como se explicó en el diseño de la conexión viga-viga estos parámetros dependen del tipo de sección de la viga, para un perfil W 14x68 se tiene:

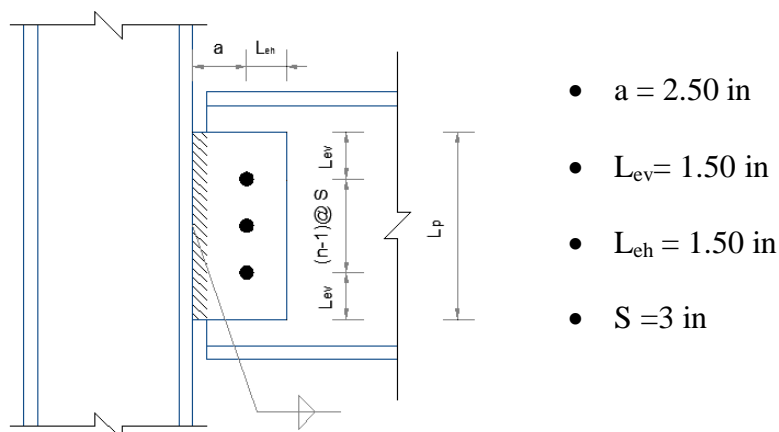


Figura 79. . Espaciamientos Conexión Viga - Columna

Tabla 74. Capacidad de aplastamiento de alma

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
$r_u$	Fuerza por tornillo	4,39 Kips
$l_{c1}$	$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$	1,22 in
$l_c$	$l_c = s - d_h$	2,44 in
$\phi r_{n1}$	$\phi r_{n1} = \min[\phi(1,2 * l_{c1} * t_w * F_u), \phi(1,2 * l_c * t_w * F_u)]$	26,30 Kips
$\phi R_n$	$\phi R_n = \phi(2,4 * d_b * t_w * F_u)$	21,58 Kips

$$\phi R_n \geq R_u \rightarrow Ok!$$

e. Capacidad de aplastamiento de la placa de corte: Para realizar este cálculo se utiliza el formulario mostrado en el literal anterior, teniendo en cuenta que para el cálculo de  $\phi R_n$  se toma el espesor de la placa de corte.

Tabla 75. Capacidad de aplastamiento de la placa de corte

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
$\phi R_{n1}$	$\phi R_{n1} = \min\{\phi(1,2 * l_{c1} * t * F_u), \phi(1,2 * l_c * t * F_u)\}$	15,90 Kip
$\phi R_n$	$\phi R_n = \phi(2,4 * d_b * t * F_u)$	13,05 Kip

$$13,05 \geq 4,39 \rightarrow Ok!$$

- f. Resistencia al corte por tornillo: La resistencia a la cizalladura se determina como:

$$\phi R_{n2} = \phi(F_{nv} * A_b)$$

Donde,

$$A_b = \frac{\pi * d_b^2}{4} = \frac{\pi * (0.5)^2}{4} = 0.1963 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n2} &= \phi(F_{nv} * A_b) \\ &= 0,75(68 * 0.1963) = 10,01 \text{ Kips} \\ &= 10,01 \geq 4,39 \rightarrow Ok! \end{aligned}$$

- g. Fluencia de corte de la placa: Para determinar la fluencia de corte de la placa es necesario conocer el área de la placa que está sometida a corte

$$\phi R_n = \phi(0,6 * F_y * A_{gv})$$

Donde:

$$A_{gv} = L_p * t = 9 * 0,25 = 0,225 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,6 * F_y * A_{gv}) \\ &= 1(0,6 * 36 * 2,25) = 79,90 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$= 79,90 \geq 13,16 \rightarrow Ok!$$

h. Ruptura al corte de la placa:

$$\phi R_n = \phi(0,6 * F_u * A_{nv})$$

Donde:

$$\begin{aligned} A_{nv} &= \left[ L_p - n \left( d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t \\ &= \left[ 9 - 3 \left( \frac{9}{10} + \frac{1}{16} \right) \right] 0,25 = 1,78 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,6 * F_u * A_{nv}) \\ &= 0,75 * (0,6 * 58 * 1,78) = 46,49 \text{ Kips} \\ &= 46,49 \geq 13,16 \rightarrow Ok! \end{aligned}$$

i. Ruptura de bloque por cizalle:

$$\phi R_n = \phi \left[ F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}, 0,6 F_u A_{nv}) \right]$$

Tabla 76. Resistencia de bloque por cizallamiento en la placa

<i>Incógnita</i>	<i>Fórmula</i>	<i>Valor</i>
<b>Ant</b>	$A_{nt} = \left[ L_{eh} - \frac{1}{2} \left( d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t$	0,30 in <sup>2</sup>
<b>Anv</b>	$A_{nv} = \left[ \{(n-1)s + L_{ev}\} \left\{ \frac{2n-1}{2} \left( d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t$	1,48 in <sup>2</sup>
<b>Agv</b>	$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}] * t$	1,88 in <sup>2</sup>
<b>φRn</b>	$\phi R_n = \phi \left[ F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}, 0,6 F_u A_{nv}) \right]$	43,29 kips

$$43,29 \geq 13,16 \text{ kips} \rightarrow Ok!$$

- j. Verificación de la capacidad de la placa: Para evitar el pandeo local de la placa de corte en el AISC, se recomienda que el espesor mínimo de la placa debe ser:

$$t_{p \min} = \frac{L_p}{64} \geq \frac{1}{4} \text{ in}$$

Donde:

$$t_{p \min} = \frac{9}{64} \geq 0,25 \text{ in}$$

$$t_{p \min} = 0,1406 \geq 0,25$$

$$t_p \geq t_{p \min}$$

$$0,25 \geq 0,25 \text{ in} \rightarrow \text{Ok!}$$

De igual manera para que la placa tenga ductilidad al giro, el espesor máximo de la placa debe ser tal que:

$$t_{p \max} = \frac{d_b}{2} + \frac{1}{16} \geq t_{p \min}$$

Donde:

$$t_{p \max} = \frac{0,5}{2} + \frac{1}{16} \geq 0,25$$

$$t_{p \max} = 0,3125 \geq 0,25$$

$$t_{p \max} \geq t_p$$

$$0,3125 \geq 0,25 \rightarrow \text{Ok!}$$

### 3.6.3.4 Verificación de la columna

El momento transmitido en una conexión rígida de la viga a la columna toma forma de un par de fuerzas, la aplicación de estas fuerzas (Tensión y Compresión), pueden requerir refuerzo en la columna.

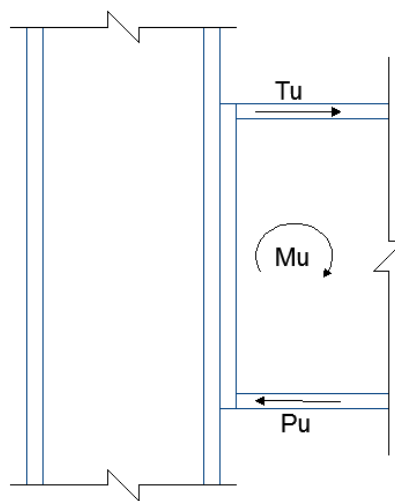


Figura 80. Fuerzas concentradas

Estas fuerzas son transmitidas al alma de la columna, la carga de tensión en la parte superior distorsiona el ala de la columna.

- a. Fuerza transmitida por el ala de la viga: La fuerza de tensión o compresión se determinan como:

$$Ru = \frac{Mu}{d - t_f}$$

Para la conexión que se está analizando la fuerza es:

$$R_u = \frac{763,07 \text{ Kip. in}}{14 \text{ in} - 0,72 \text{ in}} = 57,46 \text{ kips}$$

- b. Capacidad a la flexión del ala: Para evitar la falla producida por la flexión local del ala de la columna, la carga de tensión del ala de la viga debe ser menor que:

$$\phi R_n = \phi 6,25 * t_f^2 * F_y$$

Donde:

$$t_f = \text{Espesor del ala de la viga}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,9 * 6,25 * 0,72^2 * 36 \\ &= 115,1131 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$115,11 \geq 57,46 \rightarrow \text{No se necesitan atiesadores}$$

- c. Fluencia local de corte en el alma: La resistencia del alma de la columna para soportar la fuerza transmitida por el ala de la viga es:

$$\phi R_n = \phi(5K + N)F_y * t_w$$

Donde:

$$K = t_f + r (\text{columna}) = 1,03 + 0,6 = 1,63 \text{ in}$$

$$N = t_f (\text{viga}) = 0,72 \text{ in}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(5 * 1,63 + 0,72)36 * 0,65 \\ &= 205,97 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$205,97 \text{ kips} \geq 57,46 \rightarrow \text{No se necesitan atiesadores}$$



- d. Aplastamiento del alma: Para evitar el aplastamiento del alma, la carga de compresión se transmite a un solo patín. La resistencia disponible para el estado límite de aplastamiento local del alma debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$\phi R_n = \phi 135 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{dc} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y * t_{fc}}{t_{wc}}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 135 (0,65)^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{0,72}{14,70} \right) \left( \frac{0,65}{1,03} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{36 * 1,03}{0,65}} \\ &= 342,65 \text{ kips} \end{aligned}$$

- e. Diseño de atiesadores: En caso de ser necesario los atiesadores se diseñan para la mayor diferencia entre la fuerza aplicada y las resistencias de diseño  $R_n$  calculadas en los apartados anteriores. Estos atiesadores deben satisfacer las especificaciones K 1.9 y K1.10 del Manual del AISC.
- f. Verificación de la zona panel: La zona nodal de las conexiones viga- columna es un componente flexible de los pórticos no arriostrados, y geoméricamente se define como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas. La resistencia del panel modal sometido a corte, puede determinarse a partir de las siguientes expresiones:

- Si  $R_u \leq 0,4P_y$

$$R_n = 0,6 F_y d_c t_w$$

- Si  $R_u > 0,4P_y$

$$R_n = 0,6 F_y d_c t_w \left( 1,4 - \frac{P_u}{P_y} \right)$$

Donde:

$P_y$  = Resistencia nominal axial de fluencia de la columna

$$\begin{aligned} P_y &= F_y A_g \\ &= (36 \text{ Ksi})(38,43 \text{ in}^2) \\ &= 1383,65 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$P_u \leq 0,4P_y$$

$$13,16 \leq 0,4(1383,65)$$

$$13,16 \leq 553,46$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 F_y d_c t_w \\ &= (0,9)(0,6)(36)(14,7)(0,65) \\ &= 184,32 \end{aligned}$$

$$184,32 \text{ kips} \geq 57,46 \rightarrow \text{No se necesitan atiesadores}$$

### 3.6.3.5 Resumen de diseño

A continuación se presenta un resumen de las dimensiones de tornillos, placa y soldaduras necesarias para cubrir los esfuerzos que se producen en la conexión viga –

columna, este resumen se presenta en unidades inglesas y en unidades del sistema internacional debido a que en el Ecuador es más común encontrar en el mercado los productos con este tipo de unidades.

Tabla 77. Tornillos - Conexión Viga- Columna

<i>Incógnita</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>
<b>Tipo</b>	A 325-X	-
<b>n</b>	Número	3
<b>db</b>	Diámetro	1/2 in

Tabla 78. Placa de corte - Conexión Viga- Columna

<i>Incógnita</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>	
		<i>US</i>	<i>SI</i>
<b>Material</b>	Acero A36	-	-
<b>t</b>	Espesor	1/4 in	7 mm
<b>lp</b>	Longitud	9,00 in	23,00 cm
<b>a</b>	Ancho	4,00 in	10,00 cm

Tabla 79. Soldadura - Conexión Viga- Columna

<i>Incógnita</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>	
		<i>US</i>	<i>SI</i>
<b>Tipo</b>	E60XX	-	-
<b>ls</b>	Longitud	18,00 in	46,00 cm
<b>ds</b>	Diámetro	1/8 in	3,20 mm

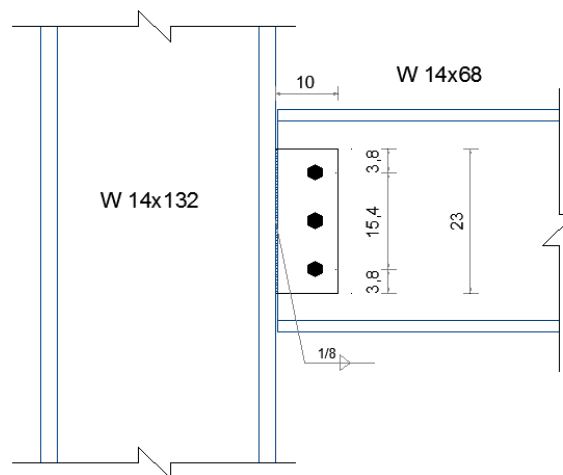


Figura 81. Diseño de Conexión Viga- Columna

### 3.6.4 Placa base

Las placas de base son elementos estructurales de conexión, que constituyen la interface entre las columnas de acero y la cimentación de hormigón. Esta placa recibe las cargas de la columna y las distribuye en un área mayor del concreto localizado bajo dicha placa. El área de distribución debe ser lo suficiente grande para impedir que el concreto se sobre esfuerce y se fracture por aplastamiento. (Orozco León, 2009)

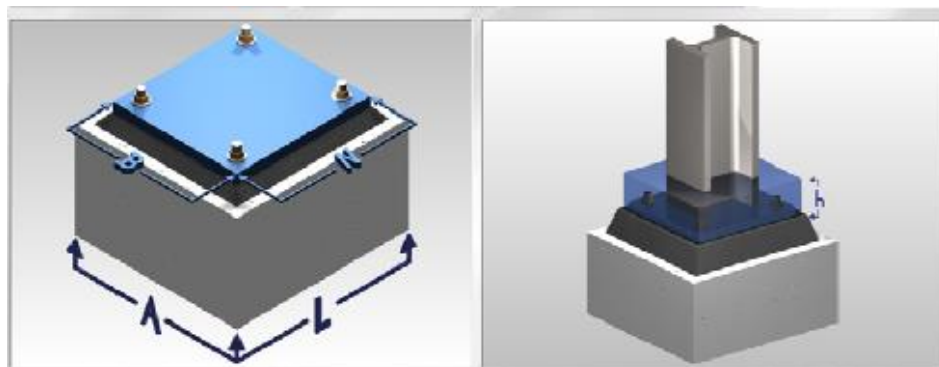


Figura 82. Placa Base para Columnas con Carga Axial y Cortante  
(Orozco León, 2009)

El diseño de la placa base está dado por las reacciones que se tiene en la base de las columnas, al tener un apoyo simple las placas deben ser diseñadas para resistir fuerza axial y cortante como se observa en la Figura 83.

La placa base tendrá las dimensiones necesarias de longitud y espesor para resistir las presiones ejercidas por la cimentación y la columna, además para resistir la fuerza cortante se debe empotrar la columna utilizando hormigón armado, el hormigón absorbe los esfuerzos producidos por el cortante al mismo tiempo que transfiere parte de ellos a la cimentación.

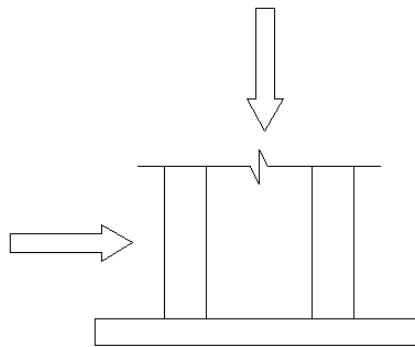


Figura 83. Fuerzas de diseño para la Placa Base

En la Figura 84 se presenta un esquema de la placa base, donde se encuentra las principales dimensiones que son consideradas para su diseño.

Donde:

- $B$  = Ancho de la placa base.
- $N$  = Largo de la placa base.
- $bf$  = Ancho del patín de la columna.
- $d$  = Peralte de la columna.

- $f$  = Distancia entre el ancla y el centro de la línea de la placa base.
- $m$  = Superficie de apoyo en voladizo, paralela al patín de la columna.
- $n$  = Superficie de apoyo en voladizo, paralela al alma de la columna.

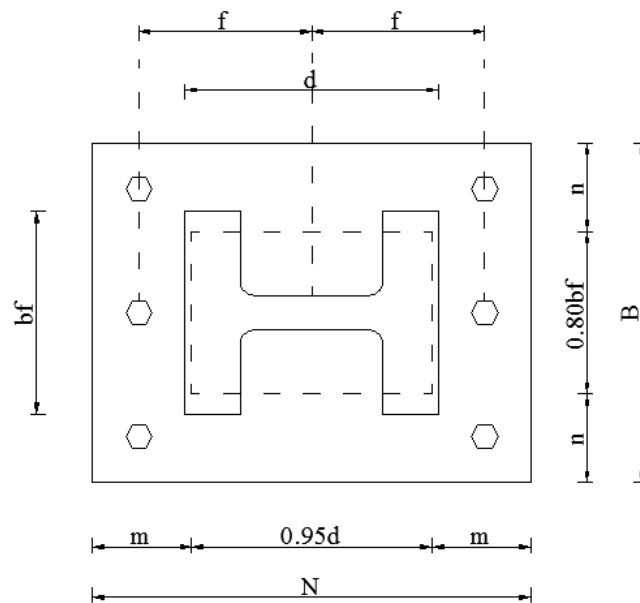


Figura 84. Geometría de una Placa Base

El diseño de la placa base cargada axialmente se determina a través del cálculo de diferentes parámetros, para lo cual se utiliza el siguiente procedimiento:

#### 3.6.4.1 Determinar la carga axial última $P_u$

La carga que actuará en la placa base es la reacción obtenida en la base de la columna para la combinación de cargas más crítica del diseño, estos datos son obtenidos fácilmente del programa ETABS 2013.

### 3.6.4.2 *Calcular el área requerida para la placa.*

Para determinar el área de la placa base ( $A_1$ ) es necesario conocer el área de hormigón ( $A_2$ ) sobre la cual se asentara la placa, ya que dependiendo de la relación que exista entre ellas varia el cálculo de la resistencia del hormigón.

En esta tesis se utiliza el criterio en el que se asume que:  $A_1 = A_2$ , se toma esta hipótesis ya que la cimentación está compuesta por vigas de cimentación y esto limita el área sobre la cual se asientan las placas. Cuando la superficie de soporte no es mayor que la placa base, es decir,  $A_1 = A_2$ , la resistencia de diseño del hormigón se define como:

$$\phi_c 0,85 f'_c$$

Por lo tanto,

$$A_{1req} = \frac{P_u}{\phi_c 0,85 f'_c}$$

### 3.6.4.3 *Definir las dimensiones N y B.*

Las dimensiones de la placa base se calculan de acuerdo a las ecuaciones que se presentan en este literal. En primer lugar se determina la longitud de  $N$ , utilizando la siguiente expresión:

$$N = \sqrt{A_{1req}} + \Delta$$

Donde:

$$\Delta = \frac{0,95d - 0,8b_f}{2}$$

Una vez obtenido la longitud necesaria de un lado de la placa, se determina la siguiente longitud, la cual se calcula como:

$$B = \frac{A_{1req}}{N}$$

Las dimensiones  $N$  y  $B$  obtenidas deben ser valores que faciliten la compra y puesta en obra de las placas base, por lo que se toma valores comerciales, con los cuales se obtiene el área real del elemento:

$$A_1 = B * N$$

El resultado debe ser mayor al área requerida, a continuación se determina la resistencia de la placa, la cual debe ser mayor a la carga actuante, esta resistencia se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi P_p = \phi_c 0,85 f'_c A_1$$

#### **3.6.4.4 Determinar el espesor mínimo de la placa.**

El espesor de la placa depende de la longitud crítica  $l$ , que es el máximo valor entre las variables  $m$ ,  $n$ , y  $\lambda n'$ , estos parámetros se definen con las siguientes expresiones:



$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

Donde:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left[ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi P_p}$$

Una vez definido  $l$  se tiene que el espesor mínimo requerido de la placa es:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi_f F_y B N}}$$

#### 3.6.4.5 Diseño del empotramiento de la columna

A continuación se describe el procedimiento general de diseño, para determinar la profundidad total de empotramiento de la columna. En la Figura 85 se esquematiza la profundidad de empotramiento para una columna.

- a) Cortante último: La fuerza cortante  $V_u$  que actúa en la conexión de la columna a la cimentación se obtiene de la combinación de carga más crítica

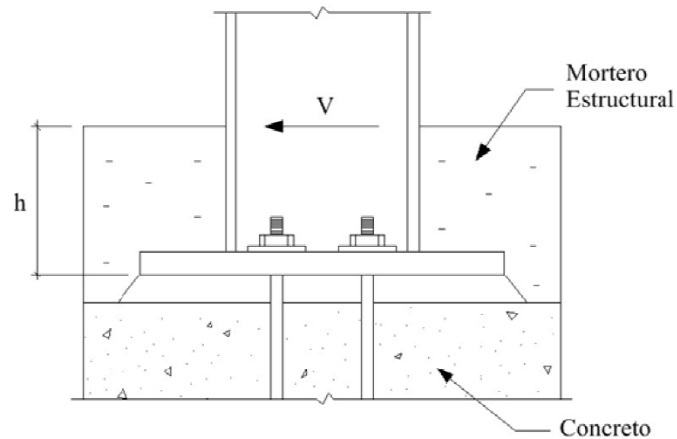


Figura 85. Profundidad de Empotramiento  
(Orozco León, 2009)

- b) Área proyectada de la placa base: El área proyectada  $A_{brg}$  se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_{brg} = t_p B$$

Donde:

$t_p$  = Espesor de la placa base

- c) Resistencia al corte del mortero: Se debe determinar la resistencia al cortante  $R_v$  que posee el mortero en el borde de la placa. Para esto se aplica la ecuación:

$$R_v = 0,6(0,85) * f'_{cg} * A_{brg}$$

Donde:

$f'_{cg}$  = Resistencia a la compresión del mortero

- d) Cortante de diseño: Para determinar el cortante de diseño se calcula la diferencia entre el cortante último  $V_u$  y la resistencia al cortante  $R_v$

$$V_{ur} = V_u - R_v$$

Si  $R_v \geq V_u$  entonces no es necesario empotrar la columna, el soporte proporcionado por la plantilla es suficiente.

- e) Profundidad de empotramiento: El empotramiento de la columna resiste el cortante sobrante " $V_{ur}$ ", por lo tanto el área de empotramiento se lo calcula como:

$$A_{brg} = \frac{V_{ur}}{0,6(0,85)f'_{cg}}$$

Una vez obtenido este resultado se encuentra la profundidad mínima " $h$ " de empotramiento mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$h = t_p + \left( \frac{A_{brg}}{b_f} \right)$$

#### **3.6.4.6 Ejemplo de aplicación**

Para el diseño de la placa base, se toma como ejemplo la columna A17 del cuarto módulo, la cual tiene una sección W 14x 257, las dimensiones de la columna son:

$$d = 41,66 \text{ cm} \text{ y } b_f = 40,64 \text{ cm}.$$

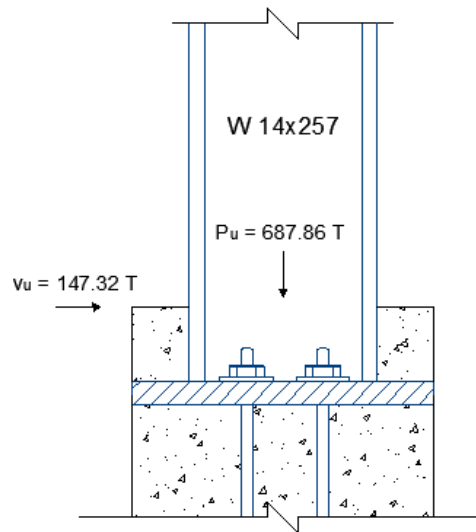


Figura 86. Ejemplo Placa base

**Solución:**

- 1) La carga axial última es  $P_u = 687,86 T$ , por lo tanto el área mínima requerida para la placa base suponiendo que  $A_1 = A_2$  es:

$$A_{1req} = \frac{P_u}{\phi_c 0,85 f'_c} = \frac{687,86 T \times 1000}{0,65 \times 0,85 \times 240 \frac{kg}{cm^2}} \quad A_{1req} = 5187,48 \text{ cm}^2$$

- 2) Obtener la dimensión  $N$  y  $B$  de la placa base.

$$\Delta = \frac{0,95d - 0,8b_f}{2} = \frac{0,95 \times 41,66 \text{ cm} - 0,8 \times 40,64 \text{ cm}}{2} \quad \Delta = 3,53 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_{1req} + \Delta} = \sqrt{5187,48 \text{ cm}^2 + 3,53 \text{ cm}} \quad N = 75,56 \text{ cm}$$

Tomando un valor de  $N = 75 \text{ cm}$ , se calcula  $B$

$$B = \frac{A_{1req}}{N} = \frac{5187,48cm^2}{75cm} \quad B = 69,17cm$$

Tomando  $B = 70cm$

$$A_1 = N \times B = 75cm \times 70cm \quad A_1 = 5250 cm^2$$

Por lo tanto  $A_{1req} < A_1 \rightarrow Ok!$

3) Determinar si se cumple la siguiente desigualdad

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$\phi P_p = \phi_c 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,65 \times 0,85 \times 240 \frac{Kg}{cm^2} \times 5250cm^2 \sqrt{\frac{5250cm^2}{5250cm^2}}$$

$$\phi P_p = 696,15 T$$

$$P_u \leq \phi P_p \rightarrow 687,86 T < 696,15 T \rightarrow Ok!$$

Sin embargo se decide asumir una placa base de  $75 \times 75 cm$

4) Calcular el espesor mínimo

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} = \frac{75cm - 0,95 \times 41,66cm}{2} \quad m = 17,71cm$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2} = \frac{75cm - 0,8 \times 40,64cm}{2} \quad n = 18,74cm$$

$$X = \left[ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi P_p} = \left[ \frac{4 \times 41,66 \text{ cm} \times 40,64 \text{ cm}}{(41,66 \text{ cm} + 40,64 \text{ cm})^2} \right] \frac{687,86 \text{ T}}{696,15 \text{ T}} \quad X = 0,988$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 = \frac{2\sqrt{0,988}}{1 + \sqrt{1 - 0,988}} \quad \lambda = 1,79 \rightarrow 1$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} = 1 \times \frac{\sqrt{41,66 \text{ cm} \times 40,64 \text{ cm}}}{4} \quad \lambda n' = 10,29 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n') = \max(17,71 \text{ cm}, 18,74 \text{ cm}, 10,29 \text{ cm}) \quad l = 18,74 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi_f F_y B N}} = 18,74 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{2 \times 687,86 \times 1000 \text{ Kg}}{0,9 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}}}$$

$$t_{min} = 6,36 \text{ cm}$$

Por lo tanto se asume una placa de 7cm o 2 ½ in

- 5) Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas.

Se toma la recomendación dada en la tesis de la Universidad de las Américas de Colombia donde dice que: Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclas ASTM F1554, Grado 36, de diámetro igual a ¾ de pulgada y una longitud de 12 pulgadas.

- 6) Determinar la profundidad mínima de empotramiento de la columna, si el cortante último es de  $V_u = 143,32 \text{ T}$

a) Calcular el área proyectada de la placa

$$A_{brg} = t_p B = 7cm \times 75cm \qquad A_{brg} = 525cm^2$$

b) Determinar la resistencia al cortante del mortero en el borde de la placa.

$$R_v = 0,6(0,85) * f'_{cg} * A_{brg} = 0,6(0,85) \times 240 \frac{kg}{cm^2} \times 525cm^2$$

$$R_v = 64,26 T$$

c) Calcular el cortante sobrante

$$V_{ut} = V_u - R_v = 143,32T - 64,26T \qquad V_{ut} = 79,06T$$

d) Determinar la profundidad de empotramiento para la columna

$$A_{brg} = \frac{V_{ut}}{0,6(0,85)f'_{cg}} = \frac{79,06 \times 1000 Kg}{0,6(0,85) \times 240 \frac{Kg}{cm^2}} \qquad A_{brg} = 645,92cm^2$$

$$h = t_p + \left( \frac{A_{brg}}{b_f} \right) = 7cm + \left( \frac{645,9cm^2}{40,64cm} \right) \qquad h = 22,89cm$$

Utilizar un recubrimiento de mortero con profundidad  $h = 25cm$

### 3.6.4.7 Resumen de diseño

En la Tabla 80, se presenta los diferentes tipos de placas obtenidas para la estructura número 4, además para las columnas F17, B17, G17, A17, F8, B8, G8, A8 es necesario empotrar la columna una profundidad de 25cm y las columnas F12, B12, G12 y A12 a una profundidad de 18cm.

Tabla 80. Sección de diseño - Placa Base

Placa				Ubicación
B (cm)	N (cm)	t (cm)	t (in)	
45	45	2	5/8	E17, C17, E16, C16, G15, A15, D8, C8, E8
50	50	3	1 1/8	F16, B16, D9
55	50	4	1 3/8	F15, B15, E11, C11, F11, B11, E9, C9
60	60	4	1 5/8	A16, G16
65	65	5	1 7/8	E15, C15, G13, A13, G12, A12, G11, A11, G9, A9
75	75	7	2 1/2	G17, A17, B17, F17, E13, C13, F12, B12, F8, B8, G8, A8

## 3.7 Diseño de cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión adecuada de las cargas hacia el suelo o hacia la roca subyacente. (Romo Proaño). Existen dos tipos de cimentación: cimentaciones superficiales como: Zapatas, vigas y losas de cimentación y cimentaciones profundas como: pilotes.



Por ser una estructura de gran magnitud e importancia se decide realizar una cimentación basada en un sistema de vigas de cimentación.

### 3.7.1 Vigas de cimentación

Las vigas de cimentación son elementos estructurales que enlazan linealmente dos o más columnas de la estructura, cuando se utiliza vigas de cimentación en las dos direcciones se forma una malla de cimentación.

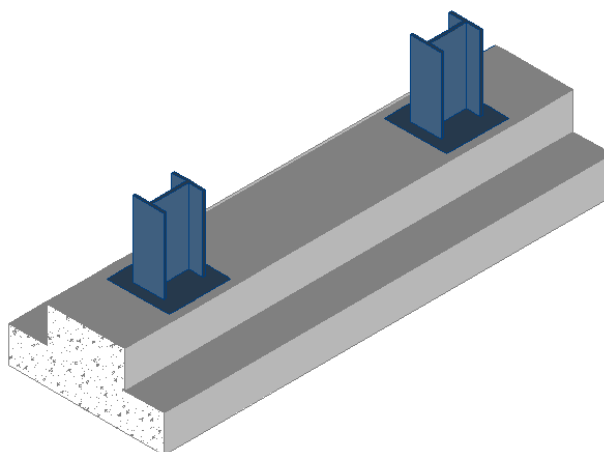


Figura 87. Vigas de cimentación

#### 3.7.1.1 Geometría de la viga de cimentación

La sección transversal de la viga puede ser rectangular, tipo L o tipo T invertida. En la elección de la forma de la viga de cimentación, es preciso considerar que se requiere que la viga tenga gran inercia a flexión y además que el ancho de la misma

sea adecuado de manera que proporcione estabilidad a la cimentación. (Aguar Falconi, 2006).

Para la estructura desarrollada en la presente tesis, se optó por el diseño de vigas con sección T invertida (Figura 88). Esta sección presenta una base de gran dimensión lo que le proporciona estabilidad y posee un gran peralte que garantiza una considerable inercia a flexión.

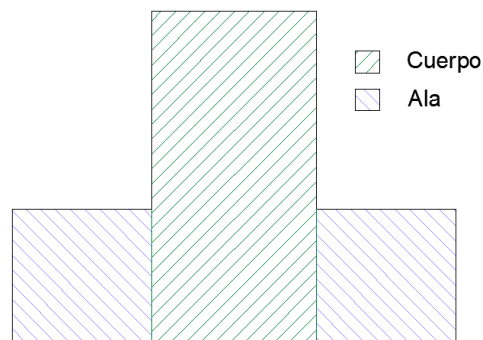


Figura 88. Viga de cimentación tipo T invertida

Una viga T está constituida por el ala y el cuerpo o alma de la viga, como se observa en la Figura 88. El cuerpo de la viga resiste los esfuerzos de flexión, cortante y torsión mientras que el ala de la viga resiste el área de fundición. La geometría de la viga se describe en la Figura 89

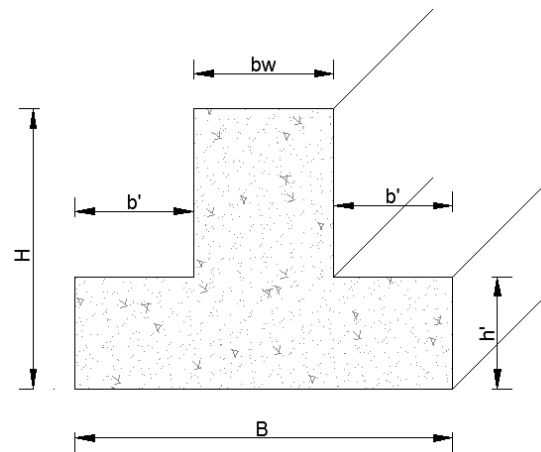


Figura 89. Geometría – Viga T

### 3.7.1.2 Rigidez del resorte elástico

Para realizar el análisis y diseño de vigas de cimentación utilizando el programa computacional ETABS 2013, se considera que las vigas son de sección constante y se asienta sobre un suelo que se considera linealmente elástico. El modelo numérico modela al suelo como una serie de resortes verticales, donde cada uno de ellos tiene una rigidez.

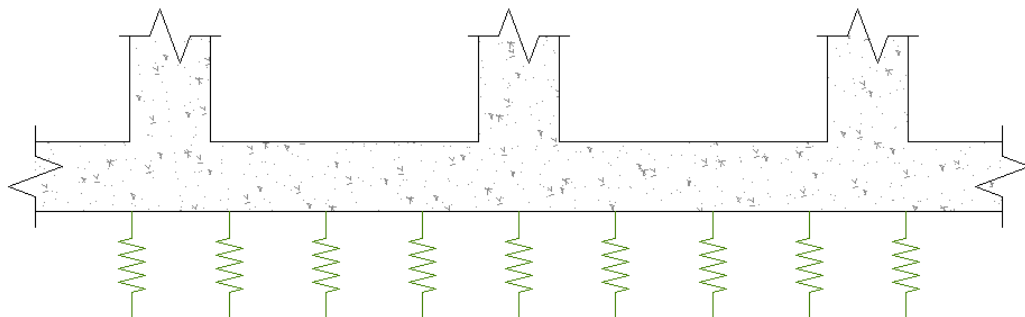


Figura 90. Modelo numérico – Suelo linealmente elástico

Para determinar la rigidez del resorte elástico por metro de longitud se utiliza la siguiente expresión (Caiza Sánchez):

$$k = 120 \times \sigma_s \times B_{viga T}$$

Donde:

- $k$  = Rigidez del resorte elástico
- $\sigma_s$  = Esfuerzo admisible del suelo
- $B_{viga T}$  = Ancho de la viga T

### 3.7.1.3 Asentamientos tolerables para la edificación

Para determinar el asentamiento que experimenta la cimentación de una estructura se toma en cuenta las recomendaciones dadas por el NEC-11, es su capítulo 9, sección 9.42.2. donde expresa que: para el cálculo de los asentamientos se considera el 100% de la carga muerta de servicio y 50% de la carga viva máxima, los asentamientos obtenidos deben ser menores al límite dado en la Tabla 81.

Tabla 81. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L (NEC-11)

<b>Tipo de construcción</b>	$\Delta_{max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/160

### 3.7.2 Ejemplo de aplicación

Se realiza el análisis y diseño de las vigas de cimentación en 2 sentidos para un suelo cuya capacidad admisible es de  $20 \text{ T/m}^2$  y el material de la cimentación es hormigón de  $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ .

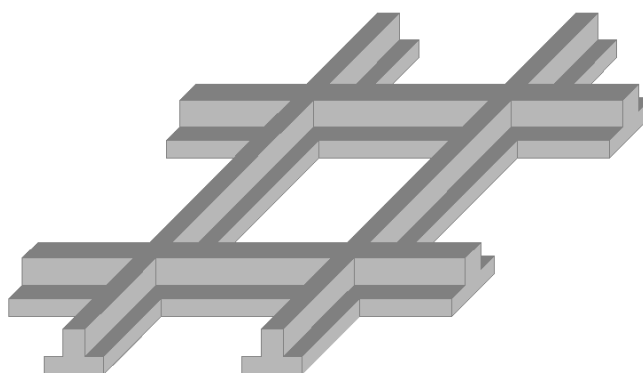


Figura 91. Malla de cimentación

#### 3.7.2.1 Geometría de la viga

La geometría de la viga debe cumplir los parámetros expresados anteriormente, pero además para construcciones con estructura metálica es necesario tener en cuenta la dimensión de las placas base. Al realizar un chequeo de estas dimensiones se observa que la placa de mayor magnitud es de  $75 \times 75 \text{ cm}$ , por lo tanto el valor  $b_w$  de la viga debe ser mínimo de  $75 \text{ cm}$ .

Durante el análisis se hicieron varias corridas en ETABS con el objetivo de buscar una sección transversal óptima. Obteniendo como resultado la siguiente sección:

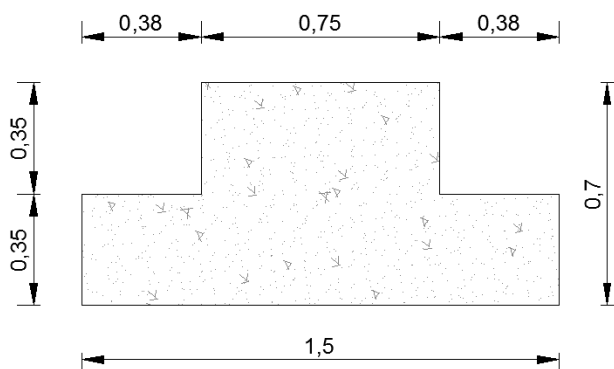


Figura 92. Sección transversal – Viga T

### 3.7.2.2 Rigidez del resorte elástico

La rigidez del resorte elástico por un metro de longitud es:

$$\begin{aligned}
 k &= 120 \times \sigma_s \times B_{viga\ T} \\
 &= 120 \times 20 \frac{T}{m^2} \times 1,5m \\
 &= 3600 T/m/m \approx 0,0036 T/mm/mm
 \end{aligned}$$

### 3.7.3 Modelación en ETABS

Es posible realizar el análisis y diseño de vigas de cimentación en el programa computacional ETABS 2013, utilizando los criterios que se describen a continuación:

- a) Definir la sección: La sección es una viga T invertida, cuya inercia alrededor del eje local 3 es disminuida al 80%, además se utiliza recubrimientos tanto en la parte superior como inferior de 8 cm. Para definir la sección se ingresa

la geometría de la viga como se presenta en la Figura 93, y se coloca la opción “*Mirror about Local 3-Axis*”, esto permite tener la sección invertida.

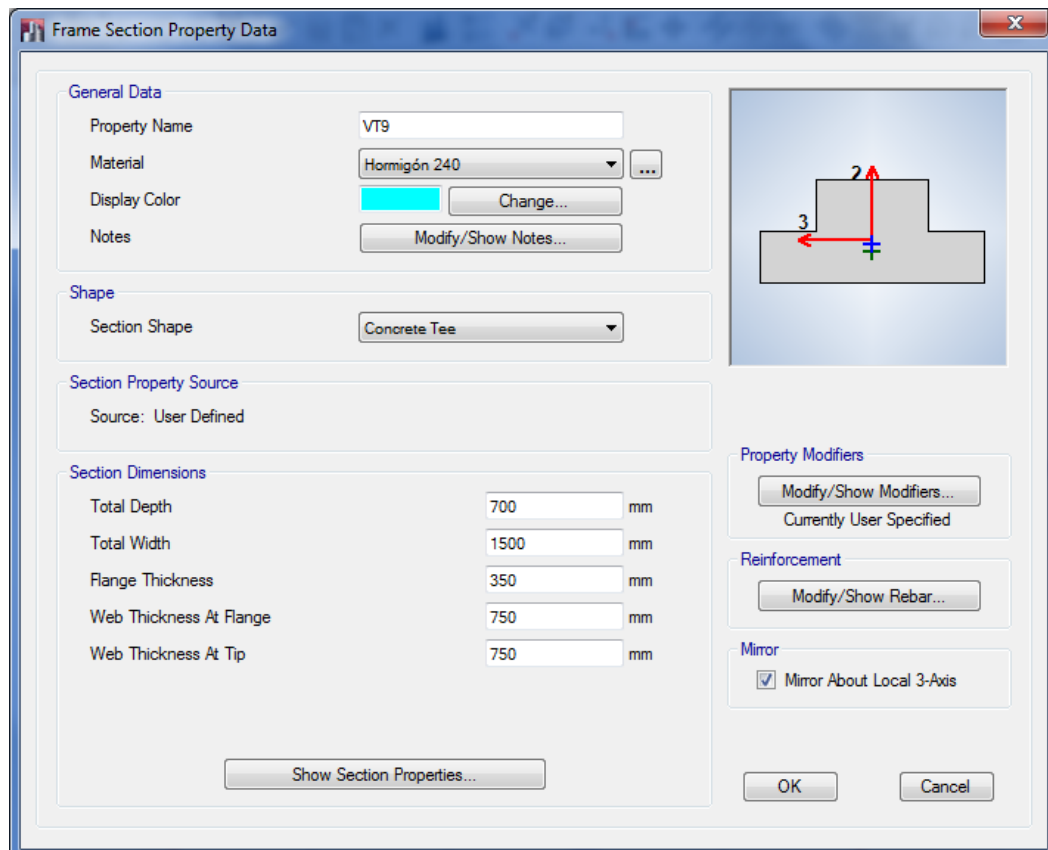


Figura 93. Sección viga T

En esta ventana al activar el botón “*Modify / Show Modifiers...*”, aparecerá una nueva ventana, donde se cambia la inercia alrededor del eje 3.

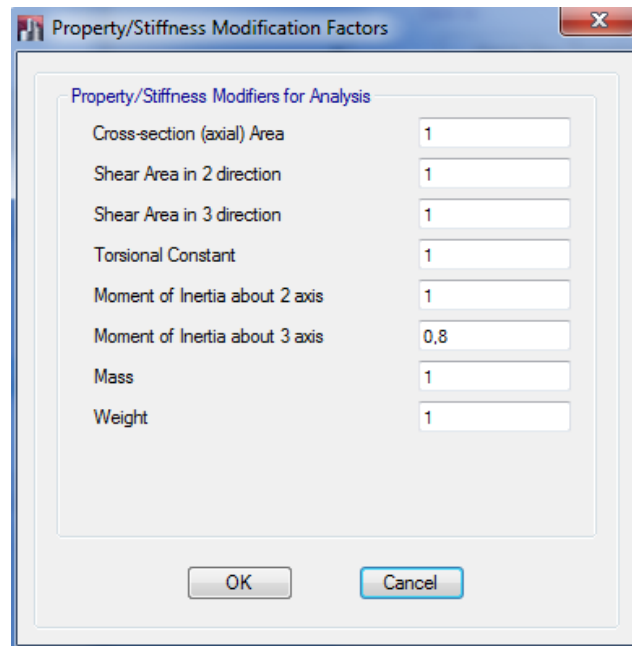


Figura 94. Cambio inercia – viga de cimentación

De igual manera al activar el botón “*Modify / Show Rebar*”, se visualiza la ventana de la Figura 95, donde se modifican los recubrimientos de la viga.

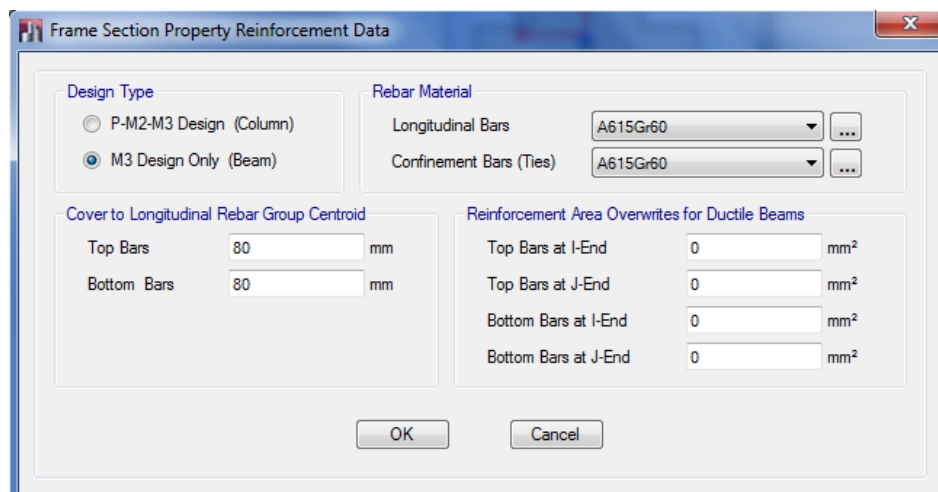


Figura 95. Recubrimientos – viga de cimentación



- b) Restricciones en la base de la columna: Es necesario modificar las restricciones a nivel de suelo de la estructura, a la base de todas las columnas se asigna las siguientes restricciones:

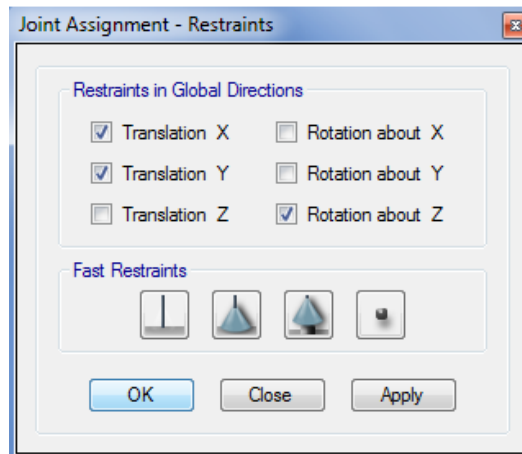


Figura 96. Restricciones – Base de la columna

- c) Dibujo de vigas: Una vez definida la sección, se procede a dibujar las vigas en sentido X e Y, lo que permite generar la parrilla de cimentación, este procedimiento es similar al utilizado para el dibujo de las vigas de acero.
- d) Resortes elásticos: Para poder realizar el análisis y diseño de las vigas de cimentación es importante incluir resortes elásticos al modelo, para lo cual el primer paso es definir el tipo de resorte elástico con la secuencia presentada en la Figura 97.

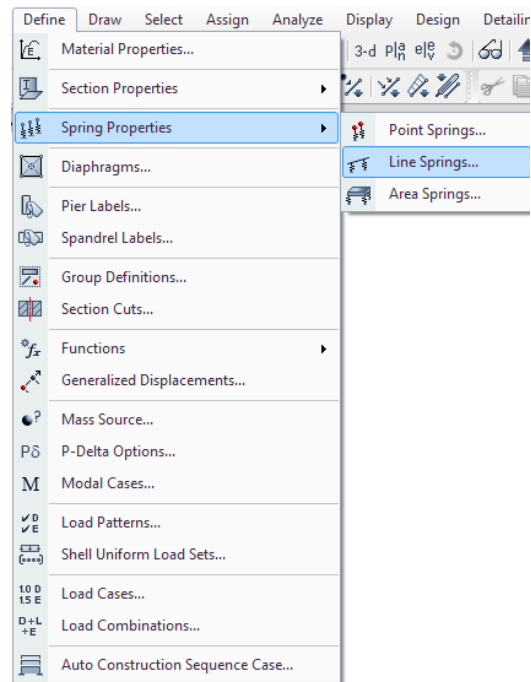


Figura 97. Secuencia – Definir Resorte elásticos

Esta secuencia abre la ventana que se observa en la Figura 98, aquí se establece la rigidez del resorte elástico calculada anteriormente, esta rigidez se ingresa en la dirección local 2.

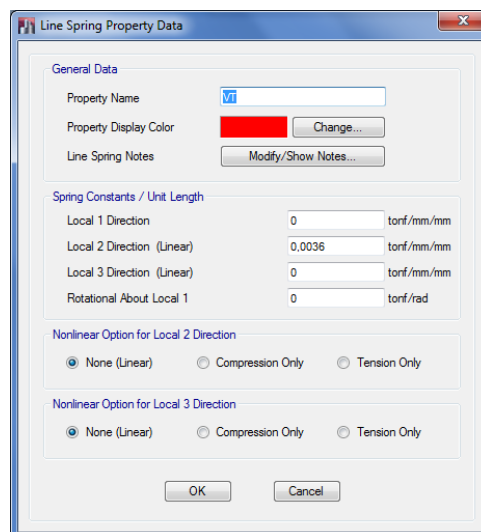


Figura 98. Resorte elástico

Para asignar los resortes elásticos se selecciona las vigas de cimentación y se realiza la secuencia de la Figura 99, y se selecciona el Spring.

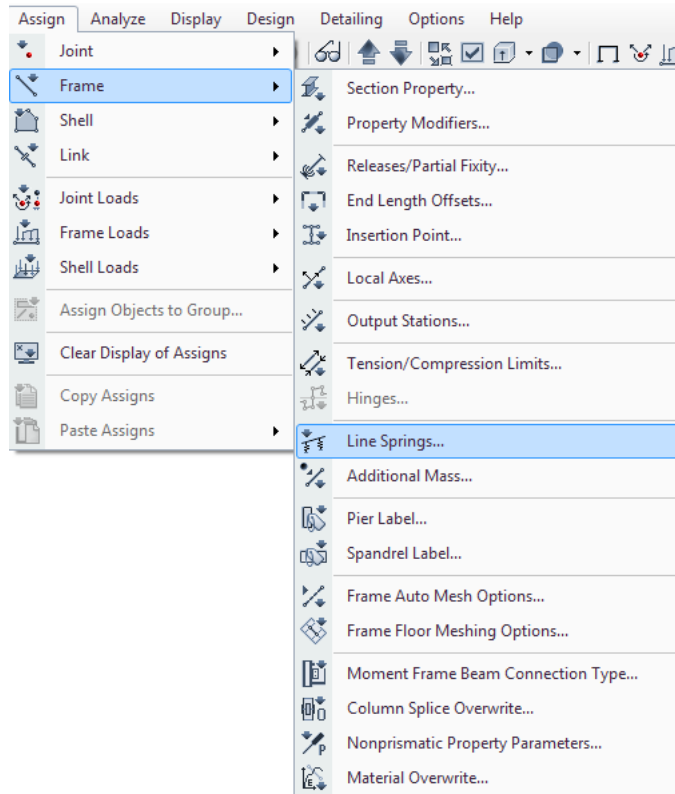


Figura 99. Secuencia – Asignar Resorte elásticos

#### 3.7.4 Análisis de Resultados

El diseño de la viga de cimentación da como resultado el acero necesario para cubrir los esfuerzos generados en la viga, la armadura necesaria está distribuida en la viga como se observa en la Figura 100.

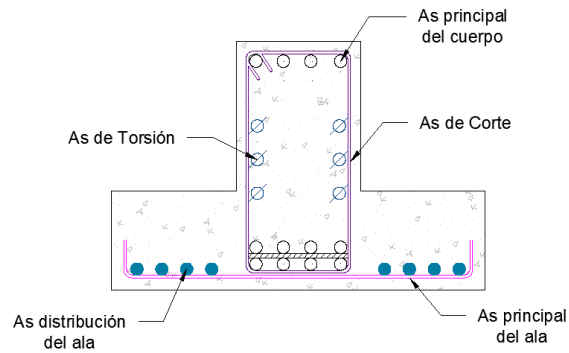


Figura 100. Distribución del acero en la viga T

### 3.7.4.1 Armadura del ala

El acero que se distribuye en el ala de la viga se determina utilizando el siguiente procedimiento de cálculo:

- a) Armadura principal: Resiste los esfuerzos de flexión provocados por la presión neta del suelo (P.N.S), la misma que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P.N.S = \frac{R}{B \cdot x \cdot l} \left[ 1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot y}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot x}{L^2} \right] < \sigma_s$$

Donde:

- $B$  = Ancho total de la estructura
- $L$  = Longitud total de la estructura
- $R$  = Sumatoria de cargas
- $e_x, e_y$  = Excentricidades
- $x, y$  = Coordenadas donde se requiere la presión del suelo

Para el presente ejemplo se ha seleccionado el p3rtico 8 de la estructura, para el que se tienen los siguientes resultados:

- Determinar la magnitud de la resultante de la carga total de las columnas

$$R = \sum P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n$$

Tabla 82. Carga Axial de columnas

<b>P3rtico</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>	<b>G</b>
<b>8</b>	675,23	674,12	128,71	131,54	128,71	674,11	675,25
<b>9</b>	482,40	391,66	374,62	299,01	374,69	391,42	482,46
<b>11</b>	559,58	375,36	507,67		507,67	375,34	559,57
<b>12</b>	510,40	681,06				681,06	510,41
<b>13</b>	562,72	355,71	691,35		691,35	355,71	562,72
<b>15</b>	130,11	358,88	540,69		540,69	358,88	130,11
<b>16</b>	475,17	304,36	149,90		149,90	304,36	475,16
<b>17</b>	687,86	705,25	76,35		76,35	705,26	687,86
<b>R = 21228,75</b>							

- Encontrar las coordenadas del centro de gravedad, para este c3lculo se aplica el teorema de Steiner y se obtiene:

$$X_G = 24,00 \text{ m}$$

$$Y_G = 38,81 \text{ m}$$

- Hallar el punto de aplicaci3n de la carga utilizando sumatoria de momentos respecto al punto (0,0)

$$X_R = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{R}$$

$$Y_R = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{R}$$

Donde se obtiene:

$$X_R = 24,00 \text{ m} \qquad Y_R = 38,93 \text{ m}$$

- Se procede a calcular las excentricidades

$$\begin{aligned} e_x &= |X_R - X_G| & e_y &= |Y_R - Y_G| \\ &= |24,00 - 24,00| & &= |38,93 - 38,81| \\ &= 0,00 \text{ m} & &= 0,12 \text{ m} \end{aligned}$$

- Luego se comprueba que la resultante "R" esté dentro del núcleo central y cumpla con las condiciones admisibles

$$\begin{aligned} e_x &\leq \frac{L}{6} & e_y &\leq \frac{L}{6} \\ 0 &\leq \frac{76}{6} & 0,12 &\leq \frac{48}{6} \\ 0 &\leq 12,67 \text{ m} \rightarrow Ok! & 0,12 &\leq 8 \text{ m} \rightarrow Ok! \end{aligned}$$

- Por lo tanto la presión del suelo para la viga del pórtico 8 es constante a lo largo de toda la longitud debido a que se tiene una excentricidad en X igual a 0 lo que elimina el tercer término de la ecuación, por lo tanto se tiene:

$$\begin{aligned} P.N.S &= \frac{21228,75}{48 \cdot 76} \left[ 1 \pm \frac{12 \cdot 0,12 \cdot 76}{48^2} \right] \\ &= 5,82 [1 \pm 0,0475] \\ &= 5,82 [1 + 0,0475] = 6,87 \frac{T}{m^2} < 20 \frac{T}{m^2} \rightarrow Ok! \end{aligned}$$

$$= 5,82 [1 - 0,0475] = 6,77 \frac{T}{m^2} < 20 \frac{T}{m^2} \rightarrow Ok!$$

- Una vez obtenida la presión del suelo, se procede a calcular la armadura por metro lineal con el momento crítico obtenido como:

$$M = \frac{P.N.S \times b'^2}{2}$$

$$= \frac{6,87 \times 0,375^2}{2} = 0,48 T/m$$

$$M = 0,9f'c \cdot b \cdot d^2 w(1 - 0,59w)$$

$$0,48 \times 10^5 \frac{Kg}{cm} = 0,9 \times 240 \frac{Kg}{cm^2} \times 100cm \times (27cm)^2 w(1 - 0,59w)$$

$$w(1 - 0,59w) = \frac{0,48 \times 10^5}{1574600}$$

$$0,59w^2 - w + 0,003 = 0 \quad \rightarrow w_1 = 1,6919$$

$$w_2 = 0,0030$$

$$\rho_{cal} = \frac{w \cdot f'c}{fy} = \frac{0,003 \cdot 240}{4200} = 0,0002$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min1} = 1,3 * \rho_{calculado} = 1,3 * 0,0002 = 0,00026$$

$$\rho_{min2} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0,0033$$

$$\rho_{min3} = 0,0018 \text{ (Retracción del hormigón)}$$

$$\rho < \rho_{min} \rightarrow \text{Escojo } \rho_{min3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0018 \times 100 \times 27$$

$$A_s = 4,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \varnothing 14 @ 25\text{cm}$$

- b) Armadura de distribución: La armadura de distribución está dada por la siguiente ecuación:

$$A_{sd} = 0.0018b \cdot h'$$

$$A_{sd} = 0.0018 \times 75 \times 35$$

$$A_{sd} = 4.725 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ } \varnothing 12 \text{ ( 3 en cada lado)}$$

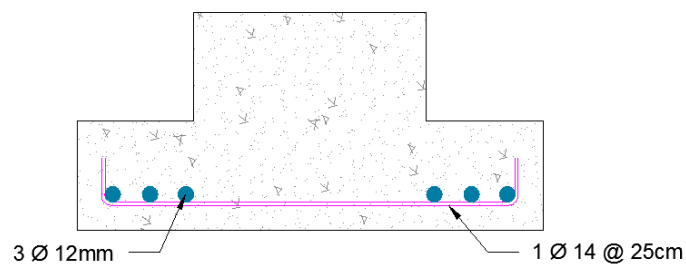


Figura 101. Armadura del Ala de la viga

#### 3.7.4.2 Armadura del cuerpo de la viga

Una vez que se ha realizado la modelación de las vigas de cimentación, se obtiene diagramas de corte, momento flector y momentos torsor. Se procede a realizar el diseño utilizando el programa ETABS el cual da los siguientes resultados:

- a) Armadura longitudinal: Para determinar la armadura longitudinal se obtiene la cuantía dada por el programa computacional ETABS 2013 y se distribuye



la armadura mínima a lo largo de toda la viga y se coloca refuerzos en las zonas donde la armadura requerida es mayor.

Se toma como ejemplo el segundo vano de la viga (B-C), para la cual se tiene la siguiente distribución de cuantía:

0,34%	0,19%	0,24%
<hr/>		
0,20%	0,19%	0,16%

Figura 102. Cuantía calculada viga BC (pórtico 8)

Como se observa en la Figura 102, la cuantía calculada es mayor que la cuantía necesaria para superar los problemas de retracción de hormigón (0,18%), pero es inferior a la cuantía mínima de 0,33%, razón por la cual se aumenta un 30% al calculado obteniendo:

0,34%	0,25%	0,31%
<hr/>		
0,26%	0,25%	0,21%

Figura 103. Cuantía viga BC (pórtico 8)

Por lo tanto la armadura necesaria ( $\text{cm}^2$ ) es:

17,85	13,13	16,28
<hr/>		
13,65	13,13	11,03

Figura 104. Armadura Viga BC (pórtico8)

Como resultado da una armado tanto superior como inferior de 6  $\varnothing 18mm$  y en los extremos se refuerza con 1  $\varnothing 18mm$ , una vista en corte de la armadura se observa en la Figura 105.

- b) Armadura de corte: Para el vano analizado en el apartado anterior se tiene una armadura por corte igual a  $13,13 \text{ cm}^2/m$ .

$$\frac{As}{s} = 13,13 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Si se coloca un estribo cada 15cm se tiene:

$$As = 13,13 \times 0,15$$

$$As = 1,9695 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\varnothing 12 @ 15\text{cm}$$

- c) Armadura por torsión: La armadura por torsión es de  $2,46 \text{ cm}^2$  que equivale a  $2\varnothing 12$  distribuidas como se muestra en la Figura 105.

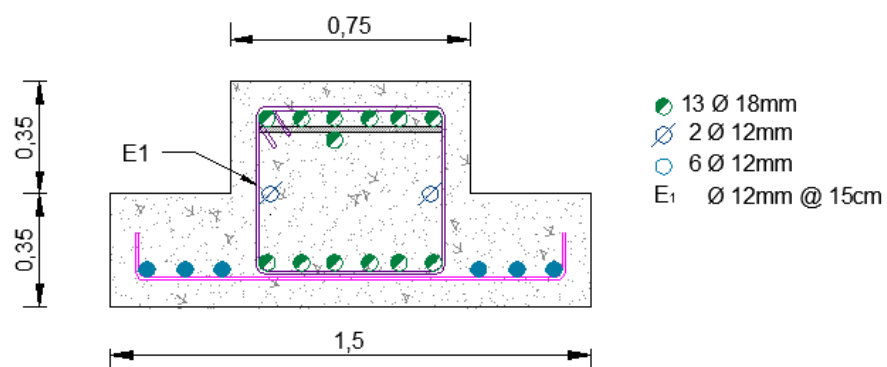


Figura 105. Armadura viga BC – Pórtico 8

### 3.7.4.3 Asentamiento de la cimentación

Para determinar el asentamiento que tendrá la estructura se toma la recomendación dada por el NEC-11 y se calcula los asentamientos obtenidos para la combinación de carga:

$$1 CM + 0,5CV$$

De igual manera de acuerdo a la Tabla 81 el asentamiento máximo para estructuras metálicas es:

$$\Delta_{max} = \frac{48m}{160}$$

$$\Delta_{max} = 0,3m \approx 300mm$$

En la Tabla 83 se presenta los asentamientos obtenidos en las columnas, utilizando la combinación de carga mencionada anteriormente, además se concluye que no existen problemas de asentamiento.

Tabla 83. Asentamientos de la Estructura

Desplazamientos (mm)	Pórtico							
	8	9	11	12	13	15	16	17
A	1,90	1,60	1,80	2,00	1,80	1,50	1,70	2,00
B	1,90	2,70	2,60	2,20	2,60	2,60	2,60	2,00
C	1,70	2,70	3,10	0,00	4,00	3,20	1,50	1,20
D	1,80	3,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E	1,70	2,70	3,10	0,00	4,00	3,20	1,50	1,20
F	1,90	2,70	2,60	2,20	2,60	2,60	2,60	2,00
G	1,90	1,60	1,80	2,00	1,80	1,50	1,70	2,00

## CAPÍTULO IV

### COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS MÓDULOS PARA CENTROS COMERCIALES

#### 3.8 Comparación de resultados entre un modelo con y sin arriostramientos

En el capítulo III se presenta como una alternativa de diseño la utilización de arriostramientos tipo CHEVRON para los diferentes módulos planteados, en este literal se realiza la comparación del análisis y diseño de una estructura no arriostrada y arriostrada, y así recalcar la importancia de utilizar estos elementos como una opción de diseño en estructuras de gran magnitud como la presentada en esta tesis.

##### 3.8.1 Módulo 2

Para realizar la comparación se selecciona el módulo 2, debido a que este módulo presenta una mayor área de construcción como se observa en la Figura 106.

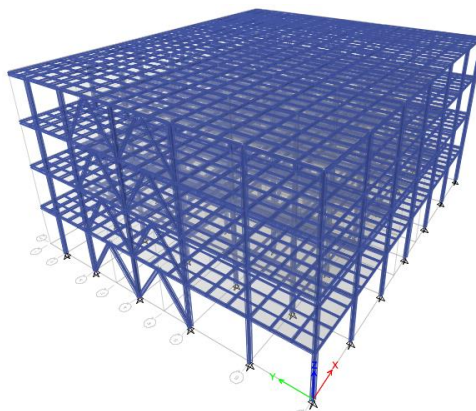


Figura 106. Módulo 2

### 3.8.1.1 Modelo sin arriostramientos.

Este primer modelo no considera los arriostramientos verticales entre columnas, en la Figura 107 se observa el pórtico 5 de la estructura.

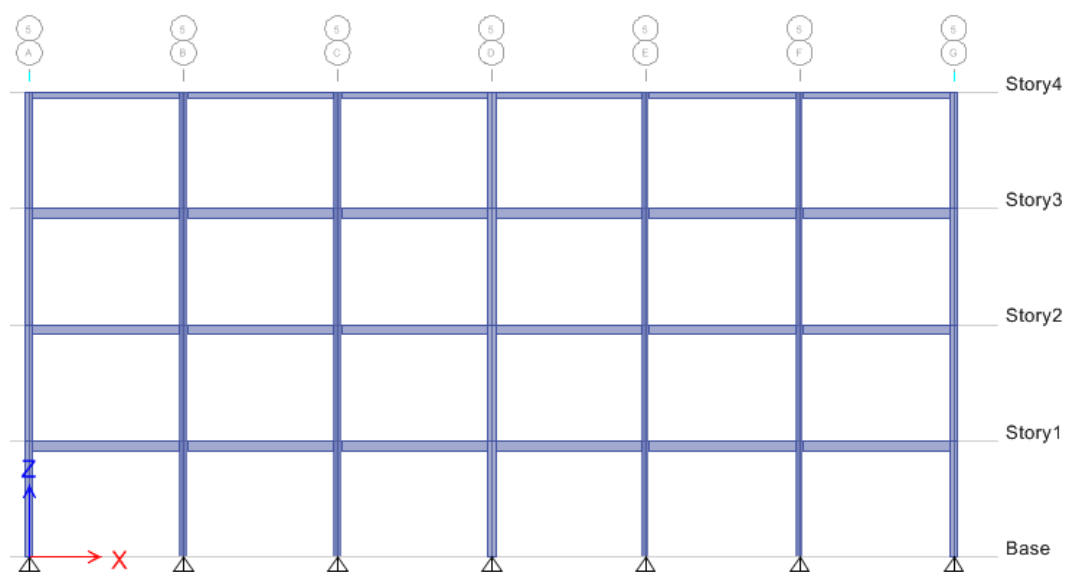


Figura 107. Pórtico sin arriostramientos

### 3.8.1.2 Modelo con arriostramientos

Los arriostramientos utilizados en la estructura son elementos tipo CHEVRON en V invertida, cuya ubicación esta dictada por el afán de evitar en lo posible las alteraciones arquitectónicas. La ubicación en planta de estos elementos se encuentra detallada en el capítulo anterior en la Figura 58

Al igual que en el modelo anterior en la Figura 108 se observa el mismo pórtico (5), en el cual se han colocado los respectivos arriostramientos.

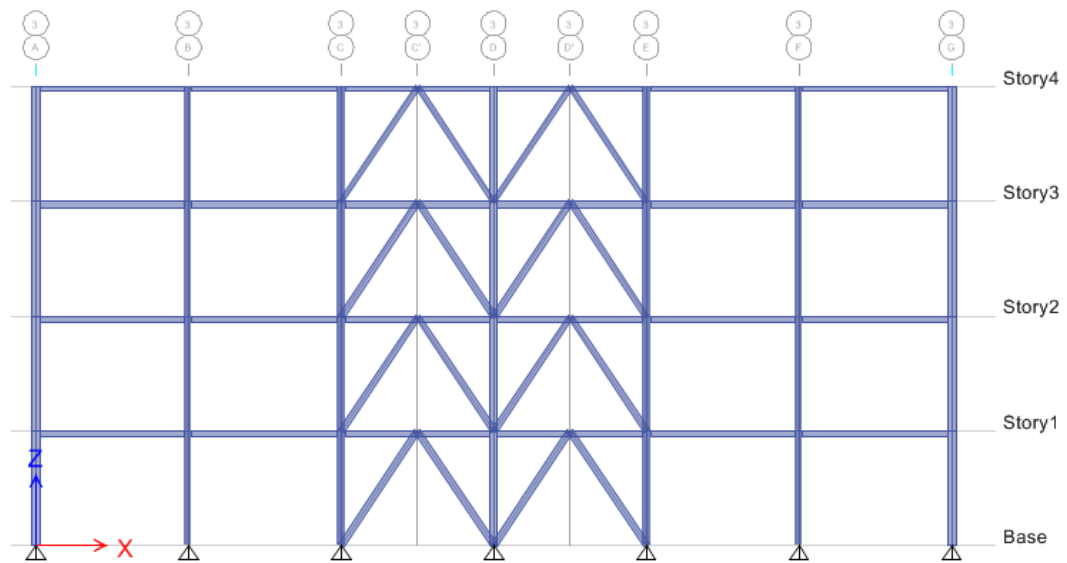


Figura 108. Pórtico con arriostramientos

### 3.8.2 Comparación de resultados

En los siguientes literales se realiza la comparación de los resultados obtenidos en: resistencia, desplazamiento lateral, flexibilidad y modos de vibración. Cabe destacar que en los dos modelos se consideró por lo expuesto en el capítulo anterior que la base de las columnas es un apoyo simple.

#### 3.8.2.1 Resistencia

Para el diseño de vigas y columnas, se realizó los controles de: pandeo, longitud de arriostramiento lateral en vigas, criterio de columna fuerte – viga débil, entre otros. Para el modelo estructural en el cual no se considera la presencia de arriostramientos, los resultados de diseño son:

- a) Elementos estructurales que cumplen los requerimientos de resistencia necesarios para soportar los diferentes efectos ocasionados por la acción de las cargas verticales y sísmicas.
- b) Las secciones adoptadas para columnas son de gran magnitud y su peso es elevado, por ejemplo se tiene columnas con perfiles W40x503 y columnas de sección W14x730. En la Tabla 84 se encuentra un resumen de los perfiles adaptados para las columnas de este modelo.

Tabla 84. Perfil columnas – Estructura sin arriostramiento

<i>Perfil</i>	<i>Ubicación</i>
W 14x132	A6, G6, A5, G5
W 14x176	A3, G3
W 14x211	D2
W 14x398	B2, F2
W 14x426	D7
W 14x500	D6, D5, D3
W 14x550	B7, C7, E7, F7, C3, E3
W 14x605	A4, G4, B3, F3
W 14x730	B4, C4, D4, E4, F4
W 40x277	C2, E2
W 40x397	B6, C6, E6, F6,
W 40x503	A7, G7, B5, C5, E5, F5, A2, G2

- c) Los perfiles adoptados para columnas están dados por el módulo plástico que presenta la sección, debido a que en este caso el diseño de estos elementos esta dado principalmente por el cumplimiento del criterio viga débil -

columna fuerte. Razón por la cual se escogieron secciones de tipo W14 y W40 ya que estas presentan un mayor módulo plástico.

- d) En vigas existe una uniformización de secciones en cada uno de los pórticos y para cada uno de los pisos, sin embargo esta homogeneidad produce que en ciertos elementos se esté subutilizando la capacidad de la sección. La mayor sección adoptada para vigas se presenta en el nivel +6.00 y corresponde a un perfil W30x235.

El resultado de este diseño resulta irreal, debido a que en el proceso de construcción las dimensiones de vigas y columnas de algunos pórticos, resultan inadecuadas en el momento de ensamblar estas piezas. Por ejemplo en el pórtico 4 la viga del primer piso tiene un perfil W30x235 y las columnas de apoyo tienen secciones W14x605 y W14x730, como se observa en la Figura 109.

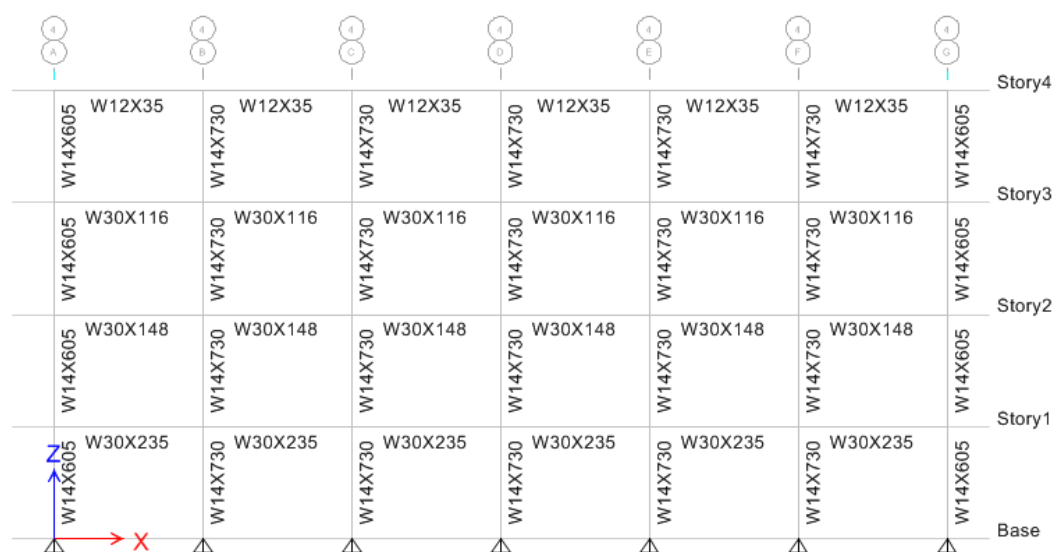


Figura 109. Pórtico 4 – Estructura sin arriostamiento



Para el ejemplo citado se realiza un análisis de cómo llega la viga a las columnas y como se vería afectado ese nudo, en la Figura 110 se presenta las dimensiones de vigas y columnas:

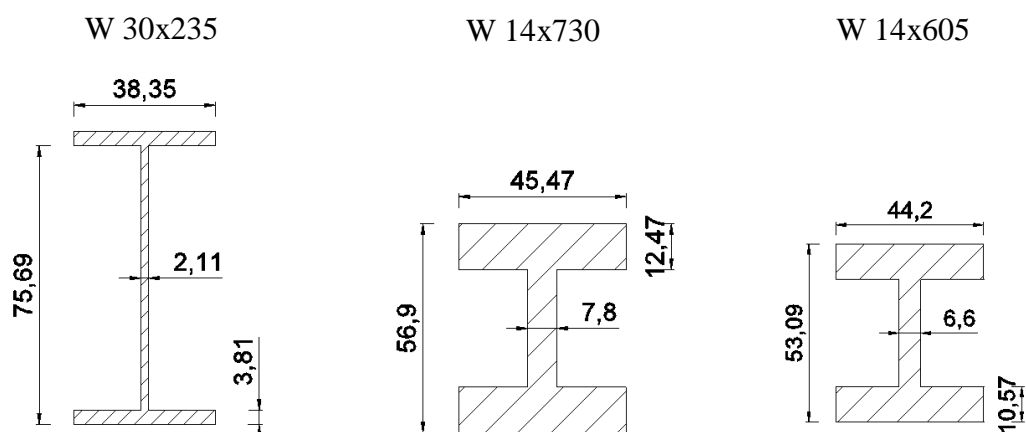


Figura 110. Sección de Vigas y Columnas

Dependiendo de la dirección de las columnas se presentan los siguientes casos:

1. Ejes A-B y F-G

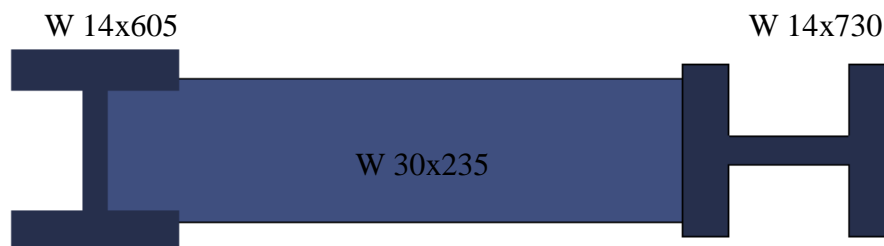


Figura 111. Unión viga – columna (1)

Como se observa en la Figura 111, la viga no puede acoplarse adecuadamente a la columna A, debido a que la dimensión del alma de la columna es inferior al ancho del ala de la viga.

## 2. Ejes B-C y E-F



Figura 112. Unión viga – columna (2)

En estos ejes no existe ningún problema de acoplamiento

## 3. Ejes C-D



Figura 113. Unión viga – columna (2)

De manera similar al primer caso, la dimensión de las alas de la viga es superior que el alma de la columna, presentándose así un problema en el enlace de estos dos elementos.

Este problema del ensamblaje se solucionaría si se cambia de dirección las columnas A, D y G, lo que implicaría una redistribución de las columnas y por ende

un nuevo diseño de toda la estructura, sin embargo en esta tesis este procedimiento no es realizado debido a que este modelo no es aceptado como la mejor alternativa de diseño, por las secciones que requiere.

En el segundo modelo que corresponde a la estructura arriostrada se obtuvieron los siguientes resultados:

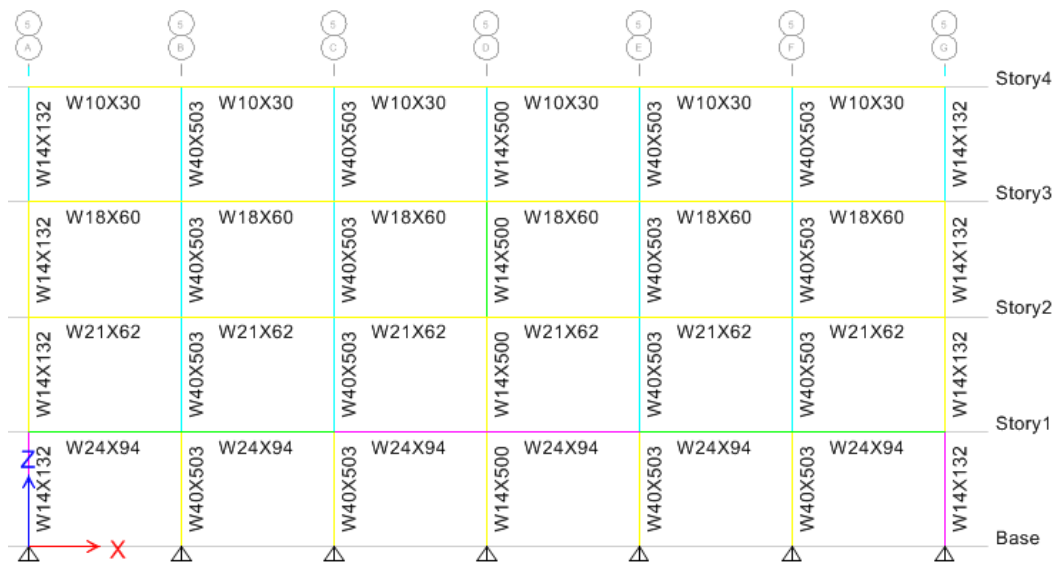
- a) Las secciones necesarias para cumplir con los requerimientos de resistencia son cubiertas por perfiles de menor dimensión que los adoptados en el modelo anterior, teniendo una reducción significativa del peso de estos elementos.
- b) Los perfiles adoptados para las columnas se observa en la Tabla 32, donde se puede evidenciar que la columna de mayor magnitud tiene un perfil W14x311, cabe recalcar que en este modelo se logra una mayor homogeneidad de las columnas.
- c) Las vigas tienen secciones, cuyo peralte no excede los 36cm, siendo la viga W14x68 la de mayor magnitud.
- d) Los arriostramientos ubicados en los pórticos A, G, 5, y 3, disminuyen su dimensión de acuerdo al nivel en el que se encuentran ubicados.

Al observar los resultados de diseño obtenidos en estos dos modelos, se concluye que si se utiliza arriostramientos en la estructura, se logra una considerable reducción de los perfiles adoptados para vigas y columnas. Para resaltar esta diferencia de perfiles necesarios entre un modelo y otro se presenta el pórtico 5 de la edificación

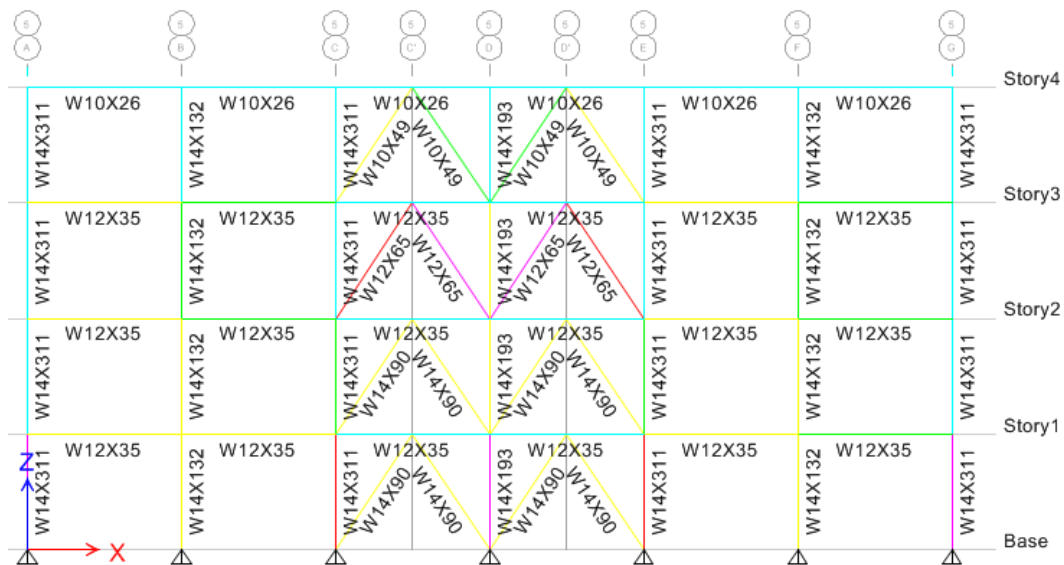
en la Figura 114, donde: en la parte superior de esta se presenta el pórtico sin arriostramientos y en la parte inferior el pórtico arriostrado.

Esta imagen permite realizar una comparación clara de las diferencias que existen entre estas dos alternativas de diseño, como por ejemplo:

- Las vigas del pórtico no arriostrado son distintas en cada uno de los niveles, mientras que el pórtico arriostrado las vigas todos los niveles son iguales a excepción del último nivel en el cual son menores ya que este corresponde a la cubierta de la edificación, y las cargas de diseño son menores.
- Las columnas de los Ejes A y G en la estructura arriostrada sufre un aumento de sección pasan de tener un perfil W14x132 con una relación demanda/capacidad de 0.657 y una relación de capacidad viga/columna (viga débil – columna fuerte) de 0.914 a un perfil W14x283 cuya relación demanda capacidad es 0.941 y la relación viga/columna es 0.410, esto nos dice que en el modelo con arriostramientos el diseño está dado por la resistencia necesaria de los elementos.
- A pesar del aumento dado en las columnas externas del pórtico se observa que las columnas internas disminuyen su sección inclusive las columnas que se encuentran enlazadas con los arriostramientos, las columnas C y E pasan de tener una sección W40x503 a una sección W14x311 y la columna D cambia de un perfil W14x500 a un perfil W14x193



(a)



(b)

Figura 114. Pórtico 5 a) Estructura sin arriostramiento b) Estructura con arriostramiento

### 3.8.2.2 Derivas de piso

El desplazamiento lateral que presenta la estructura es un parámetro fundamental en el diseño estructural, ya que este parámetro permite realizar el cálculo de las derivas de piso en los dos modelos estudiados. Para realizar esta comparación se toman los desplazamientos del primer y segundo nivel medidos en diferentes puntos (nudos) para las cargas sísmicas. De este análisis se puede concluir que:

- a) En el primer modelo a pesar de presentar perfiles de mayor sección que los perfiles del segundo modelo, los desplazamientos laterales generados en la estructura alcanzan valores de hasta 211.00mm, en la Tabla 85 se da a conocer los mayores desplazamientos obtenidos, estos valores se encuentran en los volados.

Tabla 85. Desplazamientos laterales – Estructura sin arriostramiento

Desplazamientos (mm)	Segundo Piso		Primer Piso	
	X	Y	X	Y
<b>A</b>	211,00	145,70	127,90	86,80
<b>B</b>	210,80	141,80	128,30	84,80
<b>C</b>	210,50	138,20	128,70	82,60
<b>D</b>	210,50	134,50	128,90	80,60
<b>E</b>	210,50	130,70	128,70	78,30
<b>F</b>	210,80	127,10	128,30	76,10
<b>G</b>	211,00	123,80	128,00	73,80
<b>Desplazamiento máximo</b>	211,00	145,70	128,90	86,80

- b) Las derivas de piso en sentido X están alrededor del 6,23%, que es aproximadamente 3 veces superior al límite permitido por el NEC y en Y se tiene una deriva de 4,42, valor que aproximadamente duplica al límite. En la Tabla 86 se da a conocer las derivas de piso elástica ( $\Delta e$ ) he inelástica ( $\Delta m$ ) obtenidas a partir de los desplazamientos anteriores.

Tabla 86. Derivas de piso - Estructura sin arriostramientos

Derivas de piso	$\Delta e$		$\Delta m$	
	X	Y	X	Y
A	1,39%	0,98%	<b>6,23%</b>	<b>4,42%</b>
B	1,38%	0,95%	6,19%	4,28%
C	1,36%	0,93%	6,14%	4,17%
D	1,36%	0,90%	6,12%	4,04%
E	1,36%	0,87%	6,14%	3,93%
F	1,38%	0,85%	6,19%	3,83%
G	1,38%	0,83%	6,23%	3,75%
<b>Deriva de piso máxima</b>			<b>6,23%</b>	<b>4,42%</b>

- c) Al utilizar los arriostramientos verticales, existe una reducción significativa de desplazamientos, el mayor desplazamiento lateral que se da en la estructura es de 33.70mm, lo que significa una reducción de aproximadamente la séptima parte del desplazamiento obtenido en el modelo anterior. En la Tabla 34 se presentan los desplazamientos laterales obtenidos en el pórtico 7.

- d) La deriva de piso no sobrepasa el 1,30% en sentido X y del 1,22% en sentido Y, razón por la cual están dentro del límite dado para estructuras de acero por la norma vigente en el país. En la Tabla 35 se presentan las derivas de piso.

### 3.8.2.3 Flexibilidad de la Estructura

Como ya se ha expuesto en los capítulos anteriores, el control de la flexibilidad de la estructura depende del periodo de vibración obtenido del análisis modal, en la Tabla 87 se dan a conocer los periodos de vibración obtenidos en los dos modelos estudiados.

Tabla 87. Periodos de vibración

<b>Periodo</b>	<b>sin</b>	<b>con</b>
	<b>Arriostramiento</b>	
Calculado	0,915	0,792
Mayorado	1,098	0,950
Etabs	1,818	0,736
	Chequear	Ok

El periodo de vibración de la estructura sin arriostramientos obtenido del análisis modal espectral es mayor en aproximadamente un 60% al periodo mayorado de 1.098 s, esto significa que la estructura tiene problemas de flexibilidad, mientras que en la estructura arriostrada el periodo real de vibración de la estructura es menor que el periodo inicial de 0.792s

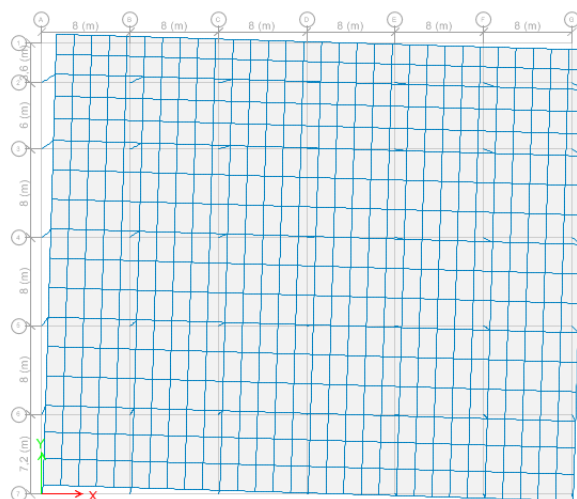


### 3.8.2.4 Modos de vibración

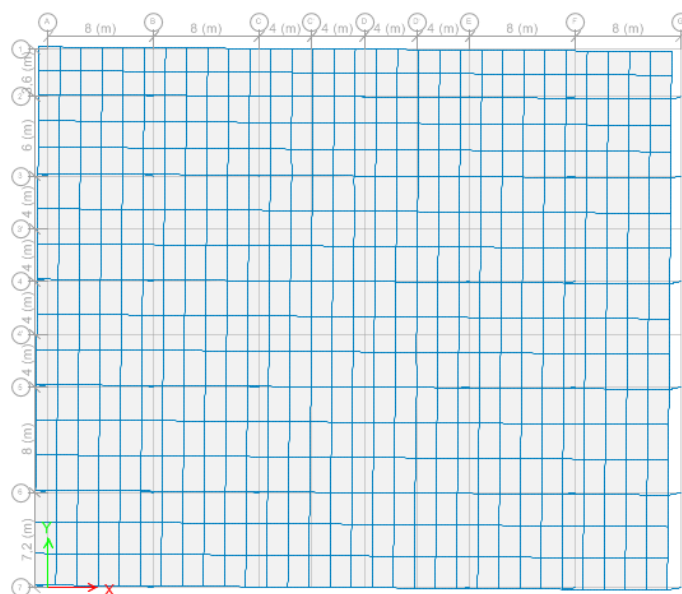
Los modos de vibración son propiedades dinámicas del sistema y cada uno de ellos corresponde a un periodo, una frecuencia y un grado de libertad. Los tres primeros modos de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura, los 2 primeros modos representan el desplazamiento lateral y el tercero la rotación

En la Figura 115, Figura 116 y en la Figura 117 podemos observar una comparación de los 3 primeros modos de vibración de los modelos analizados, en la parte a) de las imágenes se tiene los resultados correspondientes a la estructura no arriostrada y en la parte b) los resultados obtenidos para la estructura arriostrada.

*Primer modo de vibración.* - En la figura a) se observa una rotación, esta rotación significa un inconveniente, debido a que para este modo se espera solo un desplazamiento en el sentido X, como se produce en el segundo modelo.



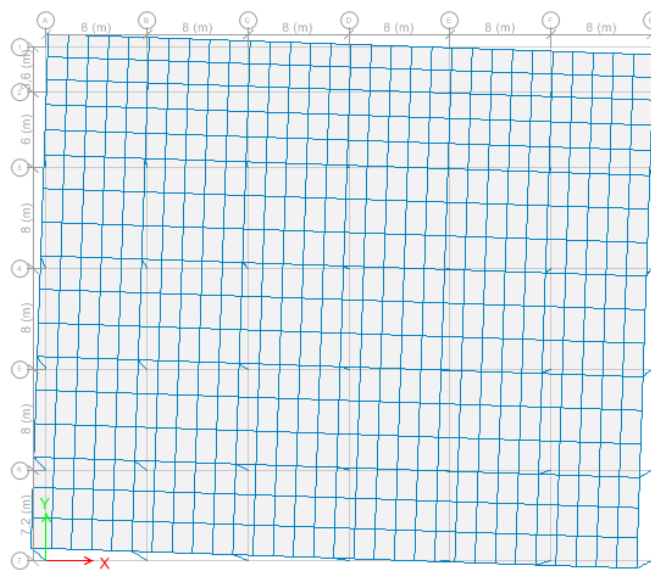
(a) Modelo sin arriostramiento



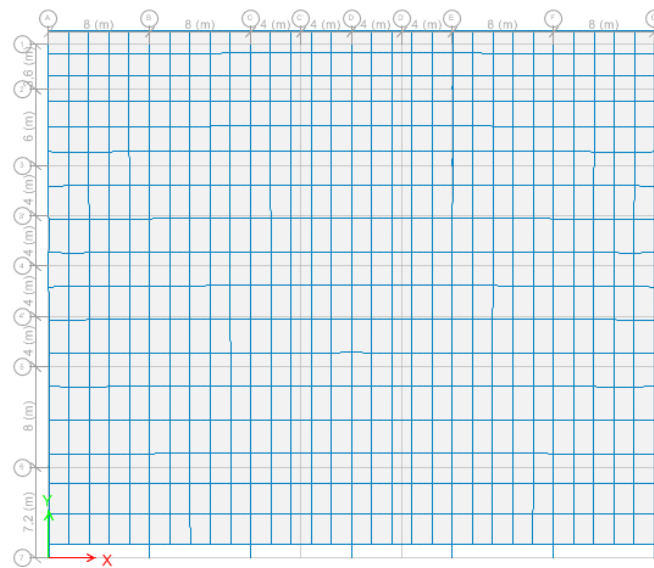
b) Modelo con arriostramiento

Figura 115. Primer modo de vibración

*Segundo modo de vibración.*- En este modo de igual manera se produce una rotación en el primer modelo, mientras que en la estructura arriostrada se da un comportamiento adecuado ya que se tiene un desplazamiento lateral en sentido Y



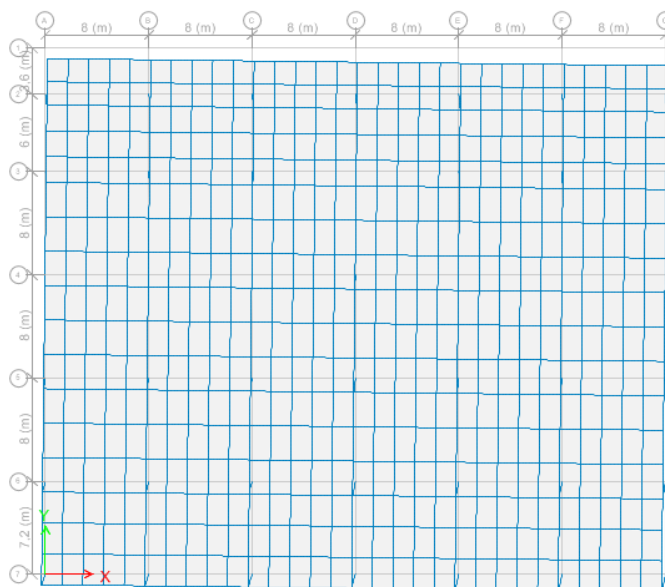
a) Modelo sin arriostramiento



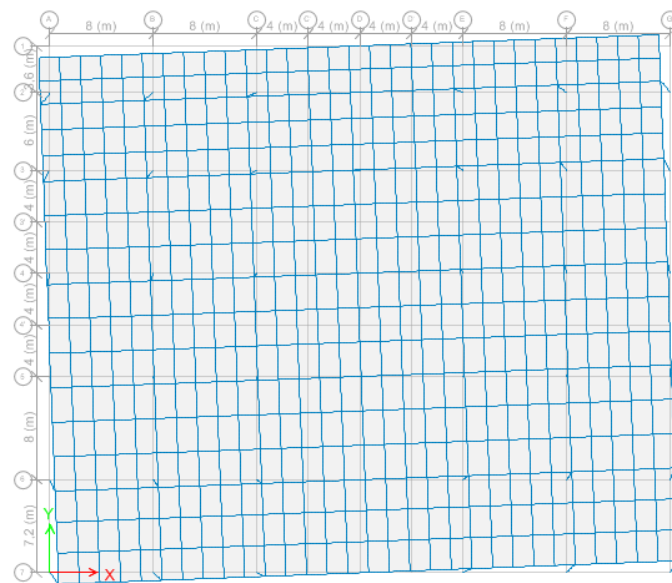
b) Modelo con arriostramiento

Figura 116. Segundo modo de vibración

*Tercer modo de vibración.*- El comportamiento adecuado de este modo de vibración es tener una rotación de la estructura, este comportamiento se presenta en la segunda estructura, mientras que en la primera se observa un desplazamiento en Y.



a) Modelo sin arriostramiento



b) Modelo con arriostramiento

Figura 117. Tercer modo de vibración

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este requisito puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

En la Tabla 88 se presenta los periodos de vibración obtenidos para cada uno de los modos de vibración para cada uno de los modelos analizados, como se puede observar los periodos de vibración de la estructura no arriostrada son casi 3 veces mayor a los periodos obtenidos para la estructura arriostrada, también se puede acotar que la diferencia entre el primer y segundo modo de vibración es de 0.239sec

mientras que en el segundo caso se tiene una diferencia de 0.006sec la cual podría ser despreciada.

Tabla 88. Periodos de vibración

<i>Modo de vibración</i>	<i>Periodos de vibración (s)</i>	
	<i>No arriostrada</i>	<i>Arriostrada</i>
1	1,818	0,736
2	1,579	0,730
3	1,455	0,529
4	0,576	0,298
5	0,501	0,285
6	0,453	0,209
7	0,260	0,208
8	0,217	0,188
9	0,212	0,173
10	0,157	0,149
11	0,130	0,142
12	0,127	0,118

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 3.9 Conclusiones

Un Centro Comercial debe cubrir las necesidades de la zona en la que se va a construir la edificación, debe satisfacer condiciones de accesibilidad, seguridad, comodidad y servicios.

Entre los aspectos que más resaltan en el diseño de un centro comercial son: La inclusión de hipermercados, supermercados y tiendas para el hogar, la iluminación y las calles o pasillos.

En la actualidad el análisis y diseño de las estructuras utiliza los criterios y recomendaciones dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, la cual entro en vigencia en los últimos meses. Dentro de esta norma existen nuevos criterios que magnifican las cargas de diseño, este cambio se encuentra principalmente en el cálculo de la carga sísmica, debido a que los factores que permiten determinar este valor son más rigurosos.

Una vez realizado un análisis visual de los CC existentes en el Distrito Metropolitano de Quito y un análisis técnico de los planos arquitectónicos de uno de los CC ubicados en esta ciudad se concluye que la mayoría de los centros comerciales están formados principalmente por dos tipos de módulos, el primer

módulo presenta una configuración en planta regular y está destinado a cubrir las zonas de locales comerciales y el segundo módulo representa una planta irregular, debido a la presencia de cortes en la losa que permiten enlazar los elementos de unión como son las escaleras y ascensores. Esta división de módulos también está basada en la aplicación de las cargas, lo que permite un diseño uniforme de la estructura. De igual manera se concluye que en el Ecuador existen diferentes configuraciones en elevación, siendo más común encontrar edificios con 2 y 4 plantas destinadas para la distribución de los diferentes ambientes. Por lo tanto se obtiene 4 modelos de análisis.

Los materiales utilizados para el análisis deben cumplir con características adecuadas que proporcionen un correcto desempeño estructural, es decir que brinden resistencia, ductilidad, flexibilidad y rigidez a la estructura.

El análisis estático equivalente sustituye a la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática, esta fuerza depende de algunos factores como la configuración estructural y las características del suelo. La fuerza sísmica obtenida mediante este método es de gran magnitud, lo que provoca que el diseño de los elementos sea más conservador.

Es necesario comprobar la irregularidad que presenta una planta utilizando las ecuaciones dadas por el NEC – 11, ya que a pesar de que visualmente se determina una irregularidad, utilizando estos criterios esta apreciación puede cambiar lo que implica que no existiría una reducción en los coeficientes de configuración.

Los periodos iniciales de vibración obtenidos para el análisis estático equivalente son diferentes para los módulos que presentan distinta configuración en elevación, mientras que los periodos  $T_o$  y  $T_c$ , son iguales para todos los modelos de análisis.

Los modelos estructurales que poseen dos pisos tiene un coeficiente del cortante basal de 0,2579, mientras que las estructuras de 4 pisos tienen un coeficiente de 0,2524.

El análisis modal espectral es un análisis dinámico que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, estas respuestas modales son calculadas utilizando las ordenas de un espectro de respuesta.

Utilizando el análisis modal espectral se obtienen periodos de vibración inferiores a los calculados con el análisis estático equivalente, esta diferencia permite optimizar las secciones de diseño de los diferentes elementos estructurales.

Un diseño óptimo da como resultado un comportamiento adecuado de la estructura cumpliendo de manera satisfactoria el comportamiento ideal de los tres primeros modos de vibración.

El análisis paso a paso en el tiempo utiliza registros sísmicos, los cuales simulan un comportamiento real de la estructura y permiten observar y analizar al diseñador la respuesta en el tiempo de la estructura bajo la acción de un sismo. Este tipo de análisis se lo puede realizar de forma lineal y no lineal.



Una estructura sismoresistente por lo general se diseña con pórticos especiales a momento, estos pórticos deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Por lo tanto estos pórticos deben cumplir con los siguientes requerimientos:

- Cumplir el criterio Columna Fuerte – Viga Debil
- Utilizar secciones sísmicamente compactas.
- Cumplir con el arriostramiento lateral en vigas

A pesar de que la estructura cumpla con los requerimientos dados para PEM, es fundamental realizar el control de los desplazamientos de la estructura. Es estructuras de gran magnitud el control de los desplazamientos y derivas de piso puede controlarse mediante la utilización de arriostramientos laterales, los cuales colaboran con el comportamiento estructural, disminuyen los desplazamientos, permiten mayor optimización de las secciones de diseño y un diseño más uniforme.

Una parte fundamental del diseño de una estructura es el diseño de conexiones ya que cada elemento debe tener una conexión adecuada de manera que sea capaz de transmitir las cargas a los elementos respectivos o a la cimentación. En la actualidad el tipo de conexión más utilizada y recomendada por los diseñadores es una conexión mixta, es decir una conexión en la cual se utilice como elementos conectores tornillos y soldadura. Las conexiones viga-viga y viga-columna está conformada por una placa de corte la cual se encuentra enlazada a la viga mediante tornillos y unida a la columna u otra viga mediante soldadura.

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión adecuada de las cargas hacia el suelo, al tener una estructura de gran importancia y magnitud se utiliza una malla de cimentación (vigas de cimentación en los dos sentidos), existen diferentes secciones transversales para las vigas de cimentación, esta sección debe proporcionar a la una gran inercia a flexión y a su vez proporcionar estabilidad a la cimentación.

El método de diseño para vigas de cimentación donde se considera al suelo como flexible o un lecho elástico utiliza un modelo matemático en el cual se considera o se simula al suelo como un número infinito de resortes ubicados a lo largo de las vigas. Este método de diseño es más exacto en sus soluciones y por lo tanto más económico.

### **3.10 Recomendaciones**

Formar módulos estructurales que permitan un diseño adecuado y un comportamiento ideal bajo la acción de diferentes cargas, que facilite su construcción y ensamblaje sin alterar la distribución arquitectónica ni el ambiente del CC.

Realizar diferentes análisis y diseños hasta alcanzar una completa optimización de secciones, teniendo en cuenta los diferentes criterios expuestos por el NEC-11, utilizando diferentes alternativas como por ejemplo la aplicación de arriostramientos verticales.

Comprobar que las secciones de diseño utilizadas brinden a la estructura las características necesarias para obtener un desempeño estructural óptimo, utilizando para esto un análisis paso a paso en el tiempo.

Chequear de manera minuciosa el diseño de todas las conexiones de la estructura, el no hacerlo podría significar un daño severo o un eventual colapso de la estructura, bajo la acción de las cargas de servicio o en caso de experimentar un sismo.

### **3.11 Sugerencias de investigación**

A continuación se presentan algunas líneas de investigación que pueden derivarse de la presente tesis:

- Comparación entre un Análisis estático no lineal y un Análisis paso a paso en el tiempo no lineal
- Utilizar diferentes alternativas de diseño como por ejemplo utilizar: vigas acarteladas, columnas mixtas, utilizar un acero A520 para columnas, otro tipo de arriostramiento vertical, secciones con ménsulas.
- Diseño de Juntas de dilatación y separación entre bloques
- Comparación de resultados con conexiones soldadas o conexiones atornilladas
- Comprobación de resultados utilizando otro tipo de programa computacional.
- Comparación de resultados cambiando el apoyo de columnas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconi, R. (2006). *Análisis estático de estructuras*. Quito.
- Aguiar Falconi, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Quito.
- AISC. (s.f.). *Manual of STEEL CONSTRUCTION allowable stress Design*.
- Bruneau, Uang, & Sabelli. (2012). *Ductile Design of Steel Structures*.
- Caiza Sánchez, P. (s.f.). Ejercicios en Etabs. *Aprender a través de la práctica*, 37-40.
- COMERCIO, D. E. (19 de Marzo de 2012). *ElComercio.com*. Recuperado el 25 de Agosto de 2013, de [http://www.elcomercio.ec/negocios/ecuatoriano-eleva-niveles-consumo\\_0\\_665933503.html](http://www.elcomercio.ec/negocios/ecuatoriano-eleva-niveles-consumo_0_665933503.html)
- COMERCIO, D. E. (20 de Enero de 2013). *ElComercio.com*. Recuperado el 25 de Agosto de 2013, de [http://www.elcomercio.ec/negocios/titulo\\_0\\_850715013.html](http://www.elcomercio.ec/negocios/titulo_0_850715013.html)
- CSI. (2013). *Steel Frame Desing Manual*. Berkeley.
- Gálvez, V. A. (2011). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis no Lineal en el Tiempo*. Lima.
- Grossmann, F. (s.f.). *Propiedades mecánicas de los materiales*.
- Guerra, M., & Chacón, D. (2010). *Manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el progrma ETABS*. Quito.
- Iberisa. (Agosto de 2006). Recuperado el 16 de Septiembre de 2013, de Introducción al Análisis de Fatiga o Durabilidad: [www.iberisa.com/soporte/fatiga/intro.htm](http://www.iberisa.com/soporte/fatiga/intro.htm)
- JANSAMETAL. (s.f.). *Jansa*. Recuperado el 25 de Agosto de 2013
- Líderes, R. (10 de Abril de 2013). *Revistalideres.ec*. Recuperado el 25 de Agosto de 2013, de [http://www.revistalideres.ec/mercados/inversion-malls-Sierra-Centro-Ecuador-empresas\\_0\\_898710123.html](http://www.revistalideres.ec/mercados/inversion-malls-Sierra-Centro-Ecuador-empresas_0_898710123.html)

- Manuera, J., & Cuestas, P. (s.f.). *Factores de atracción de los centros comerciales en España*. Recuperado el 24 de Agosto de 2013, de [http://www.revistasice.com/CachePDF/ICE\\_828\\_99-116\\_\\_888418E1CF358FC0CC096CA9D56416D4.pdf](http://www.revistasice.com/CachePDF/ICE_828_99-116__888418E1CF358FC0CC096CA9D56416D4.pdf)
- Martinez, A. F. (19 de 02 de 2013). *XFMA*. Recuperado el 08 de 01 de 2014, de <http://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>
- NEC. (2013). *Estructuras de Acero*. Quito.
- Orozco León, D. (2009). *Programa para el diseño y revisión de placas base y anclas para columnas de acero*. Puebla.
- Peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo resistente. (2013). En NEC, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Romo Proaño, M. (s.f.). *Temas de Hormigón Armado*. Quito.
- Segui, W. T. (1999). *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*. Memphis: International Thomson Editores.
- Sísmica, L. d. (17 de Mayo de 2014). *Universidad de Costa Rica*. Obtenido de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=527>
- Valencia, C. G. (2006). *Estructuras de Acero - Introducción al diseño*. Bogota. Recuperado el 29 de Agosto de 2013, de <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/11885/Capitulo2.pdf>
- Ward, E. R. (s.f.). *El diseño de Centros Comerciales en América*. Recuperado el 23 de Agosto de 2013, de Deposito académico digital Universidad de Navarra: <http://dspace.unav.es/dspace/bitstream/10171/18030/1/P%C3%A1ginas%20desdeRA07-8.pdf>

## BIOGRAFÍA DEL AUTOR

### 1. DATOS PERSONALES

<b>Nombres:</b>	Diana Carolina Medina Pozo
<b>Cédula:</b>	172459210-8
<b>Lugar y Fecha de Nacimiento:</b>	Quito, 04 de marzo de 1990
<b>Estado Civil:</b>	Soltera
<b>Edad:</b>	24 años
<b>Domicilio:</b>	Quito, Cristóbal de Acuña Oe3-292 y Av. América
<b>Teléfonos:</b>	022904233 - 0998405233
<b>E-mail.:</b>	<a href="mailto:caro_mp15@hotmail.com">caro_mp15@hotmail.com</a>

### 2. ESTUDIOS

2002–2008	Bachiller en ciencias Físico-Matemáticas Unidad Educativa “Francisca de las Llagas”
2008–2013	Egresada de la carrera de Ingeniería Civil Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE

### 3. IDIOMAS

- Español
- Alemán
- Inglés

## HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

**ELABORADO POR:**

---

Diana Carolina Medina Pozo

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL:**

---

Ing. Pablo Caiza Sánchez PhD.

Lugar y fecha: \_\_\_\_\_