ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO ALTERNATIVO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LA SEGUNDA AMPLIACIÓN DE LA EDIFICACIÓN DEL HOSPITAL MILITAR DE LA CIUDAD DE QUITO, EN EL ÁREA DE QUIRÓFANOS

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

INGENIERO MECÁNICO

ANA GABRIELA TAPIA MORALES

gabycha071091@hotmail.com

DIRECTOR:

ING. CARLOS OSWALDO BALDEÓN VALENCIA

carlosbaldeon@hotmail.com

CO-DIRECTOR:

ING. BOLÍVAR MAURICIO CELY VELEZ

mauricio-cely@hotmail.com

Quito, Febrero 2015

DECLARACIÓN

Yo Ana Gabriela Tapia Morales, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

_____

Ana Gabriela Tapia Morales

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Ana Gabriela Tapia Morales, bajo nuestra supervisión.

_____

ING. CARLOS OSWALDO BALDEÓN VALENCIA
DIRECTOR DEL PROYECTO

_____

ING. BOLÍVAR MAURICIO CELY VÉLEZ
CO-DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A Dios por otorgarme fuerza y perseverancia para lograr mis sueños. A mis padres Jorge y Graciela, mi hermano Jorge Luis por su apoyo incondicional. A los Ingenieros Carlos Baldeón y Mauricio Cely por formar parte fundamental en el desarrollo de este proyecto, por sus lecciones y experiencias. A José Luis por su amor, paciencia y comprensión. Y a todas las personas importantes en mi vida, que estuvieron dispuestas a brindarme su ayuda.

DEDICATORIA

Con todo mi cariño y amor para quienes hicieron todo en la vida para que pueda lograr mis sueños. Mis padres

CONTENIDO

CAPÍTULO I.....1

1. GENERALIDADES.....1

1.1. ARQUITECTURA HOSPITALARIA.....1
1.2. SUSTENTABILIDAD EN LOS EDIFICIOS HOSPITALARIOS.....1
1.3. HOSPITALES SEGUROS.....1
1.3.1. VULNERABILIDAD EN LOS HOSPITALES.....2
1.3.1.1. Vulnerabilidad estructural.....2
1.3.1.2. Vulnerabilidad no estructural.....3
1.3.1.3. Vulnerabilidad funcional y organizativa.....3
1.3.2. INFRAESTRUCTURA.....3
1.4. HOSPITAL GENERAL DE LAS FUERZAS ARMADAS NO. 1.....4
1.4.1. HISTORIA.....4
1.4.2. SERVICIOS.....4
1.4.3. CENTRO QUIRÚRGICO.....4
1.4.3.1. Ubicación.....4
1.4.3.2. Infraestructura.....4

CAPÍTULO II.....6

2. FUNDAMENTO TEÓRICO.....6

2.1. FUNDAMENTO DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL.....6
2.2. ACERO ESTRUCTURAL.....7
2.2.1. VENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....7
2.2.1.1. Alta Resistencia.....7
2.2.1.2. Uniformidad.....7
2.2.1.3. Elasticidad.....7
2.2.1.4. Durabilidad.....7
2.2.1.5. Ductilidad.....7
2.2.1.6. Tenacidad.....8
2.2.1.7. Ampliaciones de estructuras existentes.....8
2.2.2. DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....8

2.2.2.1. Corrosión 8
2.2.2.2. Costo de protección contra el fuego 8
2.2.2.3. Susceptibilidad al pandeo 8
2.2.2.4. Fatiga 9
2.2.2.5. Fractura frágil 9
2.3. PERFILES DE ACERO 9
2.3.1. PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE 9
2.3.1.1. Perfiles de patín ancho (W) 9
2.3.1.2. Vigas estándar americanas (S) 10
2.3.1.3. Perfiles de pilotes de puntas (HP) 11
2.3.1.4. Perfiles diversos (M) 11
2.3.1.5. Canales (C) 11
2.3.1.6. Perfiles en ángulo (L) 12
2.3.1.7. Barras planas (FLT) y placas (PL) 12
2.3.1.8. Secciones estructurales huecas (HSS) y tubos circulares (P) 13
2.3.2. PERFILES DE ACERO FORMADOS EN FRÍO 13
2.3.2.1. Miembros estructurales 13
2.3.2.2. Miembros de superficie 13
2.4. CONSTRUCCIÓN RETICULAR. 14
2.4.1. DIFERENTES SISTEMAS DE PISOS. 14
2.4.2. ENTREPISO. 15
2.4.2.1. Losa aliviana o Piso con laminada de acero acanalada. 15
2.5. ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN 16
2.5.1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC) 16
2.5.2. AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS) 16
2.5.3. AMERICAN SOCIETY FOR NONDESTRUCTIVE TESTING (ASNT) 17
2.5.4. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) 17
2.6. CARGAS DE SERVICIO 17
2.6.1. CARGAS MUERTAS (CARGAS PERMANENTES) 17
2.6.2. CARGAS VIVAS 18
2.6.2.1. Cargas de Piso 18
2.6.2.2. Cargas de tránsito en puentes 19
2.6.2.3. Cargas de impacto 19

2.6.2.4. Cargas longitudinales 19
2.6.3. CARGAS AMBIENTALES 20
2.6.3.1. Carga de nieve 20
2.6.3.2. Carga de lluvia. 20
2.6.3.2.1. Estanquidad al agua 21
2.6.3.3. Carga de viento. 23
2.6.3.3.1. Cálculo de la presión del viento 24
2.6.3.4. Cargas sísmicas. 26
2.6.3.4.1. Tipos de perfiles de suelo 27
2.6.3.4.2. Parámetros en la definición del tipo de perfil del suelo 29
2.6.3.4.3. Coeficientes de amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelo 31
2.6.3.4.4. Espectro elástico de diseño en aceleraciones 32
2.6.3.4.5. Factor de Importancia Sísmica. 33
2.7. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL. 36
2.7.1. DIFERENCIAS ENTRE EL MÉTODO LRFD Y ASD: 37
2.7.1.1. Método para el cálculo de cargas de diseño. 37
2.7.1.1.1. Combinaciones de carga en el método LRFD 37
2.7.1.1.2. Combinaciones de carga en el método ASD. 38
2.7.1.2. Uso de factores de resistencia φ en LRFD y uso de factores de seguridad Ω en ASD. 38
2.7.1.2.1. Factor de Seguridad 39
2.8. DISEÑO ESTRUCTURAL (ASD) 41
2.8.1. DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN (COLUMNAS) 41
2.8.1.1. Columnas Largas, Cortas E Intermedias 42
2.8.1.2. Fórmula de Euler 43
2.8.1.3. Miembros sujetos a cargas axiales de compresión 44
2.8.1.3.1. Clasificación de secciones para pandeo local. 44
2.8.1.3.2. Factor de apoyo K 46
2.8.1.3.3. Diseño de miembros en compresión no esbeltos 49
2.8.1.3.4. Relación de esbeltez máxima 50
2.8.1.3.5. Diseño de miembros en compresión esbeltos 50
2.8.2. DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN (VIGAS). 52

2.8.2.1. Vigas Continuas.....53
2.8.2.1.1. Teorema de los tres momentos.....53
2.8.2.2. Elementos sometidos a flexión 54
2.8.2.2.1. Consideraciones generales de la Norma AISC 58
2.8.2.2.2. Diseño según comportamiento plástico (Zona 1). 59
2.8.2.2.3. Diseño según pandeo lateral torsional. 60
2.8.3. DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE 63
2.8.4. DISEÑO DE PLACAS DE APOYO PARA VIGAS.....68
2.8.4.1. Revisión de fluencia en el alma 72
2.8.4.2. Revisión del aplastamiento del alma.....72
2.8.5. DISEÑO DE JUNTAS SOLDADAS.....73
2.8.5.1. Tipos de juntas 73
2.8.5.1.1. Tipo de Junta 73
2.8.5.1.2. Preparación del Borde 74
2.8.5.1.3. Dimensiones de la junta.....74
2.8.5.2. Posiciones de Soldadura 75
2.8.5.3. Clasificación de electrodos según AWS.....76
2.8.5.3.1. Ejemplo electrodo E 6011 76
2.8.5.4. Soldadura de Ranura.....77
2.8.5.5. Soldadura de Filete.....77
2.8.5.5.1. Resistencia de soldadura.....77
2.8.5.5.2. Diseño de soldaduras con carga no paralela al eje 85
2.8.5.5.3. Diseño de conexiones con soldaduras de filete longitudinal y transversal 85
2.8.5.5.4. Soldaduras cargadas con excentricidad normal al plano de las soldaduras. 86

CAPÍTULO III.....91

3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....91

3.1. ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE 91
3.1.1. DIMENSIONES DE LA AMPLIACIÓN HOSPITAL MILITAR QUITO.....91
3.1.2. DATOS DE LOS MATERIALES.....91
3.1.3. CONSIDERACIONES DE CARGA 91

3.1.4. ESTADOS DE CARGA (RESISTENCIA REQUERIDA) 92
3.1.5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO 92
3.1.6. CIMETACIÓN HOSPITAL MILITAR 93
3.2. ANTECEDENTES DE LA PRIMERA AMPLIACIÓN 94
3.2.1. MATERIAL (PRIMERA AMPLIACIÓN) 95
3.2.2. PERFILES Y PARÁMETROS UTILIZADOS (PRIMERA AMPLIACIÓN) 95
3.2.2.1. Correas del techo 95
3.2.2.2. Arco del pórtico 96
3.2.2.3. Columna principal del pórtico 97
3.2.2.4. Reticulado del piso 97
3.2.2.4.1. Perfil de la viga transversal 98
3.2.2.4.2. Perfil de la viga principal 98
3.2.3. CONSTRUCCIÓN PRIMERA AMPLIACIÓN 99
3.2.3.1. Área 1 (Primera Ampliación) 100
3.2.3.2. Área 2 (Primera Ampliación) 100
3.2.4. ESTRUCTURA NO CONSTRUIDA DE LA PRIMERA AMPLIACIÓN 101
3.2.4.1. Simulación SAP2000 v15.1.0 Ultimate (Estructura no construida de la primera ampliación) 101
3.2.4.1.1. Perfiles SAP2000 (Primera Ampliación) 101
3.2.4.1.2. Peso de la estructura faltante (Primera Ampliación) 103

CAPÍTULO IV 104

4. DISEÑO ESTRUCTURAL 104

4.1. DISEÑO ARQUITECTÓNICO 104
4.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA 104
4.1.2. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA DE LA SEGUNDA AMPLIACIÓN 105
4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL 106
4.2.1. SELECCIÓN DEL MATERIAL ESTRUCTURAL 106
4.2.1.1. ASTM A-572 Grado 50 107
4.2.1.2. ASTM A-36 108
4.2.2. SELECCIÓN DE PERFILES ESTRUCTURALES 109
4.2.2.1. Viga principal 111
4.2.2.2. Viga transversal 112

4.2.2.3. Viga secundaria 113
4.2.2.4. Correas laterales y viga de rigidez 114
4.2.2.5. Correas cubierta 115
4.2.2.6. Columna pórtico 116
4.2.2.7. Celosía viga de rigidez 117
4.2.2.8. Arco 118
4.2.3. ANÁLISIS DE CARGAS 119
4.2.3.1. Carga Muerta 119
4.2.3.2. Carga Viva 121
4.2.3.3. Cargas Ambientales 121
4.2.3.3.1. Carga de viento. 121
4.2.3.3.2. Cálculo de la presión del viento 122
4.2.3.3.3. Carga de lluvia. 123
4.2.3.3.4. Cargas sísmicas. 125
4.2.3.3.5. Coeficientes amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelo 126
4.2.3.3.6. Espectro elástico de diseño en aceleraciones 127
4.2.3.3.7. Factor de Importancia Sísmica. 129
4.2.4. COMBINACIONES DE CARGAS 131
4.2.5. RESTRICCIONES 132
4.2.5.1. Restricción de anclaje 132
4.2.5.2. Restricción de viga 133
4.2.5.3. Restricción de soldadura 134
4.2.6. SIMULACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE. 135
4.2.6.1. Verificación de miembros estructurales 135
4.2.6.2. Reacciones en los empotramientos 144
4.2.6.3. Desplazamiento de juntas 144
4.2.6.4. Fuerza axial 147
4.2.6.5. Cortante 2-2 147
4.2.6.6. Cortante 3-3 148
4.2.6.7. Momento 2-2 148
4.2.6.8. Momentos 3-3 149

4.2.6.9. Esfuerzo máximo 149
4.2.6.10. Esfuerzo mínimo 150
4.2.7. EJEMPLO DE CÁLCULO 151
4.2.7.1. Cálculo del miembro estructural 252 151
4.2.7.1.1. Cargas axiales de compresión 151
4.2.7.1.2. Diseño de elementos sometidos a flexión 156
4.2.7.1.3. Consideraciones generales de la Norma AISC 157
4.2.7.2. Cálculo del miembro estructural 93 168
4.2.7.2.1. Cargas axiales de compresión 168
4.2.7.2.2. Diseño de elementos sometidos a flexión 170
4.2.7.2.3. Consideraciones generales de la Norma AISC 171
4.2.8. DISEÑO DE PLACAS DE APOYO PARA VIGAS 181
4.2.8.1. Revisión de fluencia en el alma 184
4.2.8.2. Revisión del aplastamiento del alma 184
4.2.9. DISEÑO DE JUNTAS 186
4.2.9.1. Soldadura entre columna y atiesador de la ménsula 187
4.2.9.2. Soldadura entre placa y perfil del arco 193
4.2.9.3. Diseño de la junta entre viga de rigidez en el extremo opuesto a la junta de los arcos 197
4.2.10. SIMULACIÓN OCTÁGONO 201
4.2.10.1. Cargas aplicadas en el octágono 201
4.2.10.2. Esfuerzo de Von Mises 202
4.2.10.3. Desplazamientos 203

CAPÍTULO V 204

5. ANÁLISIS DE COSTOS 204

5.1. INTRODUCCIÓN 204
5.1.1. DEFINICIÓN DE COSTO 204
5.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS 204
5.2.1. CLASIFICACIÓN DE COSTOS DE PRODUCCIÓN 204
5.2.1.1. Costos de materiales directos 205
5.2.1.2. Costos de mano de obra directa de fabricación. 205
5.2.1.3. Costos indirectos de fabricación. 205

5.3. PRESUPUESTO 206
5.4. COSTOS UNITARIOS 207

CAPÍTULO VI 217

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 217

6.1. CONCLUSIONES 217
6.2. RECOMENDACIONES 219

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 221

ANEXOS 223

ANEXO 1: 224
ESTUDIO PRELIMINAR AMPLIACIÓN HOSPITAL MILITAR QUITO 224
ANEXO 2: 225
SIMULACIÓN SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE (ÍNDICES DE TRABAJO) 225
ANEXO 3: 226
SIMULACIÓN SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE (REACCIONES EN EMPOTRAMIENTOS) 226
ANEXO 4: 227
EJEMPLO WPS (JUNTA CRÍTICA) 227
ANEXO 5: 228
PLANOS ESTRUCTURALES 228

CONTENIDO FIGURAS

Figura 1.1 Hospital General de las Fuerzas Armadas No. 1 5
Figura 2.1 Estructura metálica – Sede permanente UNASUR.....6
Figura 2.2 Perfil W 10
Figura 2.3 Perfil S 10
Figura 2.4 Perfil C 11
Figura 2.5 Perfil L.....12
Figura 2.6 Placa.....12
Figura 2.7 Secciones Huecas 13
Figura 2.8 Losa alivianada 15
Figura 2.9 Mapa de zonas de precipitación anual 22
Figura 2.10 Mapa para diseño sísmico 27
Figura 2.11 Curva de peligro sísmico, Quito 35
Figura 2.12: Perfiles usados para columnas 42
Figura 2.13: Relación ancho espesor para elementos a compresión 45
Figura 2.14: Valores de K para columnas que son parte de una estructura discontinua.....46
Figura 2.15: Esquema de nodos 47
Figura 2.16: Nomograma para determinación del valor K para ladeo lateral restringido 48
Figura 2.17: Nomograma para determinación del valor K para ladeo lateral libre.48
Figura 2.18 Comparación entre vigas continuas y vigas simples. 53
Figura 2.19: Relación ancho espesor para elementos a compresión 56
Figura 2.20: Forma de diseño según la esbeltez del alma y patín 57
Figura 2.21: Zonas de comportamiento de vigas.....59
Figura 2.22 Cimentación de placas base 63
Figura 2.23 Cargas en una placa base 65
Figura 2.24 Perfil sobre la placa base 66
Figura 2.25 Dimensiones principales Placa Base.....68
Figura 2.26 Tipos de juntas.....73
Figura 2.27 Tipos de bordes 74
Figura 2.28 Dimensiones de la junta 74

Figura 2.29 Posición plana (G: ranura) (F: filete).....75
Figura 2.30 Posición horizontal (G: ranura) (F: filete).....75
Figura 2.31 Posición vertical (G: ranura) (F: filete).....75
Figura 2.32 Posición sobre cabeza (G: ranura) (F: filete).....76
Figura 2.33 Posición sobre cabeza (G: ranura) (F: filete).....76
Figura 2.34 Posición sobre cabeza (G: ranura) (F: filete).....80
Figura 2.35Soldadura con excentricidad normal al plano.....86
Figura 2.36 Esfuerzos presentes en la soldadura.....87
Figura 2.37 Tamaño de la garganta de soldadura.....89
Figura 2.38 Propiedades flexionantes de las soldaduras de filete.....90
Figura 3.1 Cimentación Hospital Militar.....93
Figura 3.2 Esquema de ampliación del reticulado.....94
Figura 3.3 Esquema de la ampliación de los pórticos.....94
Figura 3.4 Esquema techo kubimil (Primera Ampliación).....95
Figura 3.5 Perfil U – Correa del techo (Primera Ampliación).....96
Figura 3.6 Perfil I – Arco del pórtico (Primera Ampliación).....96
Figura 3.7 Perfil de la columna principal (Primera Ampliación).....97
Figura 3.8 Esquema del reticulado.....97
Figura 3.9 Perfil de la viga transversal (Primera Ampliación).....98
Figura 3.10 Perfil de la viga principal (Primera Ampliación).....98
Figura 3.11 Construcción primera ampliación.....99
Figura 3.12 Área 1 (Primera Ampliación).....100
Figura 3.13 Área 2 (Primera Ampliación).....100
Figura 3.14 Configuración SAP2000 (Primera Ampliación).....101
Figura 4.1 Dimensionamiento Segunda Ampliación.....105
Figura 4.2 Esquema de la Segunda Ampliación.....105
Figura 4.3 Propiedades ASTM A572 Gr50 – SAP2000.....108
Figura 4.4 Dimensiones del perfil de la viga principal – SAP2000.....111
Figura 4.5 Propiedades del perfil de la viga principal – SAP2000.....111
Figura 4.6 Dimensiones del perfil de la viga transversal – SAP2000.....112
Figura 4.7 Propiedades del perfil de la viga transversal – SAP2000.....112
Figura 4.8 Dimensiones del perfil de la viga secundaria – SAP2000.....113
Figura 4.9 Propiedades del perfil de la viga secundaria – SAP2000.....113

Figura 4.10 Dimensiones del perfil de la correa lateral – SAP2000 114
Figura 4.11 Propiedades del perfil de la correa lateral – SAP2000..... 114
Figura 4.12 Dimensiones del perfil de la correa cubierta – SAP2000 115
Figura 4.13 Propiedades del perfil de la correa cubierta – SAP2000..... 115
Figura 4.14 Dimensiones del perfil de la columna pórtico – SAP2000..... 116
Figura 4.15 Propiedades del perfil de la columna pórtico – SAP2000 116
Figura 4.16 Dimensiones del perfil de la celosía correa lateral – SAP2000..... 117
Figura 4.17 Propiedades del perfil de la celosía correa lateral – SAP2000 117
Figura 4.18 Dimensiones del perfil del arco – SAP2000..... 118
Figura 4.19 Propiedades del perfil del arco – SAP2000 118
Figura 4.20 Esquema segunda ampliación – Configuración SAP 2000 119
Figura 4.21 Perfiles estructurales – Configuración SAP 2000 120
Figura 4.22 Carga que genera el domo en el centro de los arcos de 22 m..... 120
Figura 4.23 Carga viva concentrada – 1000 lb 121
Figura 4.24 Parámetros de la carga de viento – SAP2000 123
Figura 4.25 Mapa de zonas de precipitación anual 124
Figura 4.26 Mapa para diseño sísmico para ubicación del Hospital 125
Figura 4.27 Curva de peligro sísmico, Quito 129
Figura 4.28 Parámetros de la carga de sismo – SAP2000 130
Figura 4.29 Preferencias de diseño de la carga de sismo – SAP2000 130
Figura 4.30 Combinaciones de carga – SAP2000..... 131
Figura 4.31 Restricción de anclaje – SAP2000 132
Figura 4.32 Restricción de anclaje - Esquema – SAP2000 132
Figura 4.33 Restricción de viga – SAP2000 133
Figura 4.34 Restricción de viga - Esquema – SAP2000 133
Figura 4.35 Restricción de soldadura – SAP2000 134
Figura 4.36 Restricción de soldadura - Esquema – SAP2000 134
Figura 4.37 Selección de casos a analizar – SAP2000 135
Figura 4.38 Verificación de miembros estructurales – SAP2000 135
Figura 4.39 Código de colores para índice de trabajo – SAP2000 136
Figura 4.40 Verificación de miembros estructurales – Esquema – SAP2000 136
Figura 4.41 Miembros estructurales críticos – Esquema – SAP2000 137
Figura 4.42 Resultados para el elemento 252 – SAP2000 138

Figura 4.43 Resultados para el elemento 253 – SAP2000 139
Figura 4.44 Resultados para el elemento 254 – SAP2000 140
Figura 4.45 Resultados para el elemento 93 – SAP2000 141
Figura 4.46 Resultados para el elemento 43 – SAP2000 142
Figura 4.47 Resultados para el elemento 223 – SAP2000 143
Figura 4.48 Reacciones en los empotramientos – SAP2000.....144
Figura 4.49 Máximo desplazamiento – SAP2000.....145
Figura 4.50 Módulo para seleccionar diagramas – SAP2000.....146
Figura 4.51 Diagrama fuerza axial – SAP2000 147
Figura 4.52 Diagrama cortante 2-2 – SAP2000.....147
Figura 4.53 Diagrama cortante 3-3 – SAP2000.....148
Figura 4.54 Diagrama momento 2-2 – SAP2000.....148
Figura 4.55 Diagrama momento 3-3 – SAP2000.....149
Figura 4.56 Diagrama esfuerzo máximo – SAP2000.....149
Figura 4.57 Diagrama esfuerzo mínimo – SAP2000 150
Figura 4.58 Ejemplo de cálculo frame 252 – SAP2000 151
Figura 4.59 Fuerza real y permisible a compresión – Frame 252.....155
Figura 4.60 Momento a 1/4 de la distancia.....158
Figura 4.61 Momento a ½ de la distancia.....158
Figura 4.62 Momento a ¾ de la distancia.....158
Figura 4.63 Momento máximo del elemento 158
Figura 4.64 Momento real y permisible a flexión – Frame 252 162
Figura 4.65 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 252 – SAP2000 164
Figura 4.66 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 252 – SAP2000 165
Figura 4.67 Fuerza axial, torsión, máximos. Frame 252 – SAP2000 166
Figura 4.68 Esfuerzos máximos. Frame 252 – SAP2000 167
Figura 4.69 Ejemplo de cálculo frame 93 – SAP2000 168
Figura 4.70 Momento a 1/4 de la distancia.....172
Figura 4.71 Momento a ½ de la distancia.....172
Figura 4.72 Momento a ¾ de la distancia.....172
Figura 4.73 Momento máximo del elemento 172
Figura 4.74 Momento real y permisible a flexión – Frame 93 176
Figura 4.75 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 93 – SAP2000 177

Figura 4.76 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 93 – SAP2000 178
Figura 4.77 Fuerza axial, torsión, máximos. Frame 93 – SAP2000 179
Figura 4.78 Esfuerzos máximos. Frame 93 – SAP2000 180
Figura 4.79 Selección de la junta crítica 186
Figura 4.80 Junta Crítica – Elementos involucrados 186
Figura 4.81 Junta columna – atiesador 187
Figura 4.82 Propiedades geométricas de la soldadura 188
Figura 4.83 Soldadura en filete sometida a cortante 193
Figura 4.84 Junta placa – arco 194
Figura 4.85 Propiedades geométricas de la soldadura 195
Figura 4.86 Junta columna – viga de rigidez 197
Figura 4.87 Propiedades geométricas de la soldadura 198
Figura 4.88 Junta arcos 22 m – Octágono – AutoCAD 3D 201
Figura 4.89 Esfuerzo de Von Mises 203
Figura 4.90 Desplazamientos 203

CONTENIDO TABLAS

Tabla 2.1 Cargas muertas típicas para materiales comunes. 18
Tabla 2.2 Cargas vivas concentradas comunes en los edificios 19
Tabla 2.3 Factores de Impacto para carga viva.....20
Tabla 2.4 Estanquidad al agua.....21
Tabla 2.5 Clasificación exigible en función de la zona pluviométrica 23
Tabla 2.6 Coeficiente de corrección, σ 24
Tabla 2.7 Coeficiente de forma cf 25
Tabla 2.8 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada 26
Tabla 2.9 Clasificación de los perfiles de suelo 28
Tabla 2.10 Tipo de suelo y factor de sitio Fa 31
Tabla 2.11 Tipo de suelo y factor de sitio Fd 31
Tabla 2.12 Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo Fs32
Tabla 2.13 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....34
Tabla 2.14 Fuerza permitida para juntas soldadas.....78
Tabla 2.15 Fuerza permitida para juntas soldadas.....81
Tabla 2.16 Fuerza permitida para juntas soldadas.....81
Tabla 2.17 Fuerza permitida para juntas soldadas.....84
Tabla 3.1 Dimensiones de perfiles (Primera Ampliación) 102
Tabla 3.2 Peso de la estructura faltante – por perfiles utilizados.....103
Tabla 3.3 Peso total de la estructura faltante (Primera Ampliación) 103
Tabla 4.1 Componentes acero ASTM A-572 Grado 50 107
Tabla 4.2 Propiedades acero ASTM A-572 Grado 50 107
Tabla 4.3 Componentes acero A-36.....108
Tabla 4.4 Propiedades acero A-36.....109
Tabla 4.5 Carga muerta de perfiles estructurales.....119
Tabla 4.6 Parte de la tabla: Clasificación de los perfiles de suelo 126
Tabla 4.7 Determinación del factor Fa 126
Tabla 4.8 Tipo de suelo y factor Fd 127
Tabla 4.9 Determinación del factor Fs.....127
Tabla 4.10 Índice de trabajo de elementos críticos 137
Tabla 4.11 Desplazamientos máximos en juntas 145

Tabla 4.12 Fuerzas aplicadas en el octágono 202
Tabla 5.1 Rubro 1: Retiro, limpieza y desalojo de la capa superficial de losa.....207
Tabla 5.2 Rubro 2: Derrocamiento y desalojo de antepecho 208
Tabla 5.3 Rubro 3: Suministro, fabricación y montaje Acero A572 Gr50 209
Tabla 5.4 Rubro 4: Suministro, fabricación y montaje Acero A36 210
Tabla 5.5 Rubro 5: Instalación de placas base.....211
Tabla 5.6 Rubro 6: Pernos de acero estructural ASTM A325 O1 212
Tabla 5.7 Rubro 7: Placas de neopreno – Shore 70.....213
Tabla 5.8 Rubro 8: Suministro y montaje de Steel Panel 214
Tabla 5.9 Rubro 9: Suministro y montaje de malla electro soldada 215
Tabla 5.10 Rubro 10: Hormigón estructural simple 216

RESUMEN

El presente proyecto de titulación comprende el diseño alternativo del sistema estructural para la segunda ampliación de la edificación del Hospital Militar de la ciudad de Quito, en el área de quirófanos; el desarrollo del proyecto se compone de 6 capítulos donde se detalla todos los parámetros de diseño para edificaciones esenciales y/o peligrosas (hospitales).

El capítulo 1 corresponde a la historia y evolución del Hospital Militar, los servicios que brinda a la comunidad, necesidades y utilización de tecnología dentro de éste centro médico.

Dentro del capítulo 2 se encuentra, las ventajas del acero como material estructural, criterios de diseño para estructuras de acero, análisis, determinación de cargas y estados límites para diferentes casos que se pueden presentar debido a condiciones ambientales y de trabajo de la estructura. El análisis de cargas y todos los criterios de diseño, se basan en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el manual de diseño AISC 2011.

En el capítulo 3 se presenta el estado previo de la estructura de hormigón del Hospital Militar; correspondiente a un estudio pre ampliatorio que simula la carga máxima que pueden soportar las columnas de concreto, e indica la ubicación de éstas, que sirven de cimentación para la nueva estructura de ampliación. También se encuentra las principales características de la primera ampliación de los quirófanos realizada en el 2009.

El capítulo 4 representa la parte medular del proyecto de titulación, ya que se encuentra la aplicación de los criterios de diseño mencionados en el capítulo 2, análisis de cargas y se realiza la simulación de estados críticos mediante el software de diseño SAP2000 v15.1.0 Ultimate, que permite obtener resultados de la estructura, que luego son comprobados con métodos manuales.

En el capítulo 5 se detalla el análisis de precios unitarios para elaborar el presupuesto general de la fabricación y montaje de la estructura. Finalmente el capítulo 6 corresponde a conclusiones y recomendaciones del proyecto.

PRESENTACIÓN

Las estructuras metálicas hoy en día han revolucionado el diseño de construcciones, ya que se puede modelar diversas formas en una edificación, para que sea más versátil y al mismo tiempo tenga mayor seguridad.

El proyecto tiene como propósito cumplir con los requerimientos funcionales y estéticos. Dentro de la estructura se ubicarán quirófanos de alta tecnología por lo que se debe tomar en cuenta los espacios para la instalación de los diferentes equipos y sistemas esenciales para el funcionamiento óptimo de los quirófanos.

La estructura estará ubicada sobre los edificios principales del Hospital Militar de la ciudad de Quito, por lo que es necesario conocer los antecedentes de la estructura antigua, y de la misma manera de la estructura que corresponde a la primera ampliación para los quirófanos. Al diseñar y dimensionar los componentes estructurales; se busca seleccionar elementos más livianos para minimizar la afectación en la estructura existente.

La segunda ampliación requerida para los quirófanos constituye un área de 640 m^2; al igual que la primera ampliación, se propone la utilización de una estructura de arco con alma llena para los pórticos, y el piso una losa alivianada con placa colaborante. Las luces de los pórticos tienen dimensiones de 16 y 22 metros, los últimos forman una especie de cúpula, mejorando la estética de la edificación.

Para el desarrollo de cálculos de la estructura, se utiliza el software de diseño y simulación SAP2000 v15.1.0 Ultimate; donde se utiliza el código de diseño más actual AISC360-05/IBC2006, con el método ASD. Al utilizar ésta herramienta, se requiere algunas premisas que se basan en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 2011),

El diseño alternativo responde a un requerimiento prioritario del Hospital Militar, el cual necesita de manera urgente la instalación de quirófanos de última tecnología, cuya primera fase ya se encuentra instalada. Por lo tanto el estudio planteado responde a este requerimiento indispensable para dicho centro médico y para el país.

CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1. ARQUITECTURA HOSPITALARIA

Las estructuras hospitalarias han venido ocupando un lugar de referencia para el cuidado de la salud y son construcciones en las que se alojan personas con problemas de salud que necesitan tratamiento y curación; lo más importante en el diseño es la organización funcional de la estructura y los espacios.

1.2. SUSTENTABILIDAD EN LOS EDIFICIOS HOSPITALARIOS.

El concepto de sustentabilidad, se basa en la integración de tres elementos: la sustentabilidad económica, la sustentabilidad social y la sustentabilidad ecológica-ambiental. Para lograr un equilibrio se debe integrar estos tres elementos en cada decisión de proyecto, administración y construcción de la obra.

La producción sustentable de espacios para la salud responde a procedimientos particulares en cada paso de proyecto, tomando en cuenta estrategias de acondicionamiento natural, y el ciclo de vida útil de los edificios hasta la re-funcionalización o deconstrucción.

Las decisiones de diseño dependen de la creatividad del responsable, ya que juegan un papel fundamental lograr adecuados niveles de confort y eficiencia optimizando los recursos disponibles. (Schiller)

1.3. HOSPITALES SEGUROS

El diseño y construcción de cualquier establecimiento de salud, requiere considerar un conjunto de lineamientos y especificaciones técnicas que aseguren condiciones óptimas para la operación y seguridad de la edificación.

Según la OMS, la vulnerabilidad de un hospital es más que un tema médico. Existen varios factores que deben considerarse, como la salud pública, aspectos socio-políticos y económicos. Es posible reducir la vulnerabilidad de un hospital si se

incrementa la protección de la vida, de la inversión y de la operación, no solo en hospitales ya construidos, sino también en los planes de futuras instalaciones.

Los requisitos para contar con hospitales seguros ante desastres se inician con la adecuada selección del terreno, seguido por el diseño de la infraestructura física que incorpore parámetros establecidos en el programa médico arquitectónico, y tomar medidas necesarias de mitigación estructural, no estructural y funcional.

1.3.1. VULNERABILIDAD EN LOS HOSPITALES

Los establecimientos de salud deben incluir medidas de mitigación de vulnerabilidad que brinden tres niveles de protección:

- Protección de la vida

Asegura que el establecimiento no colapse y que los daños registrados no produzcan lesiones a los pacientes, personal y visitantes.

- Protección de la infraestructura

Disminuye daños estructurales y no estructurales sin asegurar que el establecimiento pueda quedar temporalmente fuera de operación.

- Protección de la operación

Asegura el continuo funcionamiento del establecimiento con o sin daños en la edificación; especialmente los servicios esenciales e incluso tengan la capacidad de ampliar su oferta de atención para atender las necesidades vitales de pacientes hospitalizados y heridos por efecto del desastre.

1.3.1.1. Vulnerabilidad estructural

Asociada al daño potencial a la cimentación, columnas, pisos, techos, muros de soporte y otros elementos estructurales que ayudan a sostener la edificación. El nivel de vulnerabilidad de estos elementos depende de:

- Niveles de diseño del sistema estructural frente a fuerzas sometidas.
- Calidad de los materiales de construcción, montaje y mantenimiento.
- Arquitectura y forma estructural o configuración de la edificación.

- Códigos y normas de construcción, y otras regulaciones propias de cada país que determinan aspectos necesarios para el adecuado diseño y construcción de un establecimiento de salud que pueda soportar los efectos de las múltiples amenazas o peligros a que será sometido como: sismos, vientos fuertes, inundaciones e incendios. Sin embargo, la sola aplicación de las regulaciones de construcción no asegura la operación ininterrumpida del servicio, porque existen un gran número de otros factores que pueden afectar la función del hospital. (Bambarén & Alatrista, 2008)

1.3.1.2. Vulnerabilidad no estructural

Daños en los componentes no estructurales como elementos arquitectónicos, líneas vitales, sistemas de comunicaciones y equipos puede generar interrupción o salida de operación del hospital, incluso si la edificación no tiene un significativo daño estructural.

1.3.1.3. Vulnerabilidad funcional y organizativa

Está referida a la distribución y relación entre los espacios arquitectónicos de los servicios de atención al interior de los hospitales; así como a los procesos administrativos, contrataciones, adquisiciones, rutinas de mantenimiento, y a las relaciones de dependencia física y funcional entre las diferentes unidades del hospital.

Una adecuada zonificación y relación entre las áreas que componen el establecimiento, acompañada de una buena señalización funcional y de seguridad, puede asegurar no solo un buen funcionamiento en condiciones de normalidad, sino también en caso de emergencias y desastres. (Bambarén & Alatrista, 2008)

1.3.2. INFRAESTRUCTURA

Es indispensable para el funcionamiento del Hospital, servicios de infraestructura básica, agua potable, redes pluviales y cloacales, energía eléctrica, telefonía, pavimentación, alumbrado, redes de internet, etc. (Yanez, 1986)

1.4. HOSPITAL GENERAL DE LAS FUERZAS ARMADAS NO. 1

1.4.1. HISTORIA

El hospital General de la Fuerzas Armadas ecuatorianas comenzó a funcionar hace 93 años, el actual Hospital Militar funcionó en el antiguo San Juan de Dios para luego ocupar las instalaciones de la Escuela Militar, ubicada en donde hoy funciona el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social. Más tarde se trasladó al edificio construido en 1919 para el Sanatorio de Tuberculosos y que luego ocupó el Grupo de Artillería Bolívar, en la loma de San Juan. El año de 1977 marca una nueva etapa; se inaugura su moderno, funcional y bien equipado edificio que servirá para la atención médica. En los años siguientes se implementaron varias especializaciones y servicios con sofisticados equipos, lo cual le confirió el prestigio del que hoy goza. En 1996 el Hospital abre sus puertas a la comunidad civil.

Actualmente es considerado como uno de los mejores Hospitales del Ecuador gracias a su continuo mejoramiento. Siendo un hospital de tercer nivel y de especialidades médicas requiere de la más alta tecnología en materia de equipos, tanto para tratamientos como para cirugía de toda clase, el mejoramiento continuo de las instalaciones, ***quirófanos*** y equipos permite al hospital general de las fuerzas armadas ofrecer un servicio seguro, de calidad y confianza a los pacientes que recurren a él en busca de soluciones médicas.

1.4.2. SERVICIOS

Los principales servicios que brinda el Hospital militar son:

- Anestesiología.
- Angiología.
- Cirugía Vascular.
- Cardiología.
- Radioterapia.
- Cirugía General.
- Cirugía Pediátrica.
- Cirugía Plástica.
- Proctología.
- Endocrinología.
- Emergencias.
- Gastroenterología.
- Genética.
- Ginecología.

- Obstétrica.
- Hematología.
- Imagenología.
- Laboratorios.
- Medicina Interna.
- Nefrología.
- Neumología.
- Neonatología.
- Neurocirugía.
- Neurología Pediátrica.
- Odontología.
- Banco de sangre.
- Oncología.
- Ortopedia.
- Traumatología.
- Otorrinolaringología.
- Pediatría.
- Rehabilitación.
- Urología.
- Salud Mental.
- Hospitalización.
- Cuidados Intensivos.
- Chequeo médico ejecutivo.

Figura 1.1 Hospital General de las Fuerzas Armadas No. 1

FUENTE: http://www.hospitalmilitar.mil.ec/

1.4.3. CENTRO QUIRÚRGICO

El centro quirúrgico es un conjunto de ambientes, cuya función gira alrededor de las salas de operaciones, el que proporciona al equipo médico las facilidades necesarias para efectuar procedimientos quirúrgicos en forma eficaz, eficiente y en condiciones de máxima seguridad con respecto a contaminaciones. Es un espacio cerrado, de circulación restringida; que une recursos humanos y físicos en un espacio idóneo, para prestar atención a los pacientes que requieren operaciones programadas o emergentes.

1.4.3.1. Ubicación

El centro quirúrgico se encuentra situado en el edificio principal, tercer piso, compartiendo espacio físico con servicios de esterilización y reanimación post-anestésica, cada uno independiente en sus funciones administrativas de Enfermería.

1.4.3.2. Infraestructura

El Centro quirúrgico se encuentra distribuido en 3 áreas:

Área No. 1

- Siete quirófanos antiguos
- Corredor central Pre anestesia
- Estación de enfermería
- Subcentral de instrumental estéril
- Área de lavado y preparación de instrumental
- Bodega para material blanco
- Bodegas para equipos
- Farmacia

Área No. 2

- Un quirófano

- Una sala de partos y monitoreo fetal
- Bodega para equipos e insumos

Área Nueva

- Cuatro quirófanos nuevos
- Corredor central

Secretaría.

Canceles para hombres y mujeres.

Ropería.

Sala de reuniones. (Moncayo & Oña, 2011)

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. FUNDAMENTO DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Las estructuras de acero hoy en día son un sistema constructivo muy difundido en varios países, cuyo empleo crece en función del desarrollo de la industrialización alcanzada en dicha región.

Desde el punto de vista ingenieril se entiende a estructura como aquella parte de la construcción que es capaz de resistir las diversas acciones que actúan sobre ella (Peso Propio, cargas de seguridad, cargas vivas, cargas de viento, cargas sísmicas, etc.). Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente ya que el principal componente es el acero.

Dentro de las estructuras metálicas, el uso de piezas prefabricadas con medios de unión de gran flexibilidad, ayudan a disminuir plazos de obra significativamente. La estructura característica es la de entramados con nudos articulados, con vigas simplemente apoyadas o continuas, con complementos singulares de celosía para arriostrar el conjunto.

Figura 2.1 Estructura metálica – Sede permanente UNASUR

FUENTE: http://www.skyscraperlife.com/proyectos-y-construcciones/91549-quito-|-edificio-de-la-sede-permanente-de-la-unasur/index6.html

2.2. ACERO ESTRUCTURAL

Para comprender el comportamiento de las estructuras metálicas, el diseñador debe conocer las propiedades de los aceros. Para ello se ha considerado las ventajas y desventajas.

2.2.1. VENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero es uno de los materiales más versátiles, considerando su alta resistencia, facilidad de fabricación, montaje, entre otros. Tomando en cuenta que el acero es un material reciclable por excelencia. (McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas - ASD, 2003)

2.2.1.1. Alta Resistencia

La resistencia del acero por unidad de peso, implica que la estructura será de bajo peso; por lo que las construcciones pueden ser de grandes dimensiones sin afectar su factor de seguridad.

2.2.1.2. Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian notablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

2.2.1.3. Elasticidad

Esta propiedad sigue los parámetros de la ley de Hooke, así los momentos de inercia de las estructuras de acero se las puede calcular con exactitud

2.2.1.4. Durabilidad

El correcto mantenimiento de las estructuras de acero, maximiza la característica de durabilidad; hoy en día los nuevos aceros simplemente requieren de un tratamiento a base de pintura y mínimo mantenimiento.

2.2.1.5. Ductilidad

Es la propiedad del material para soportar grandes deformaciones sin fallar al aplicar esfuerzos altos de tensión. Los aceros estructurales tienen una naturaleza dúctil, que les permite fluir localmente en puntos de esfuerzo, evitando fallas

prematuras. Debido a la ductilidad, permite que el acero tenga grandes deflexiones que indican una evidencia visible de la eminencia de la falla.

2.2.1.6. Tenacidad

Los aceros estructurales poseen resistencia y ductilidad, puede soportar grandes fuerzas aun cuando tengan deformación. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

2.2.1.7. Ampliaciones de estructuras existentes

Las estructuras de acero se adaptan fácilmente a ampliaciones, ya sea internas o externas, gracias a la facilidad de realización de juntas entre miembros de un sistema estructural.

2.2.2. DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

2.2.2.1. Corrosión

El acero es susceptible a la corrosión ya que se expone a condiciones ambientales como aire, agua y temperatura, por lo que es necesario una protección de pintura periódicamente. La resistencia a la fatiga del acero puede reducirse cuando es usado en ambientes agresivos y sometido a cargas cíclicas. (McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas - ASD, 2003)

2.2.2.2. Costo de protección contra el fuego

Los miembros estructurales de acero son incombustibles, pero al aumentar la temperatura considerablemente, éstos reducen su resistencia; de igual manera el acero es un excelente conductor de calor, razón por la cual puede afectar a edificaciones adyacentes. La estructura de acero de una edificación debe protegerse con materiales que tengan características aislantes.

2.2.2.3. Susceptibilidad al pandeo

Los elementos estructurales sujetos a compresión que sean largos y esbeltos, tienen mayor probabilidad de pandeo, por lo que es importante colocar rigidizadores para evitar el pandeo de la estructura.

2.2.2.4. Fatiga

La resistencia del acero se reduce si es sometido a fatiga (gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión)

2.2.2.5. Fractura frágil

Bajo ciertas condiciones el acero puede perder la propiedad de ductilidad y aparece la fractura frágil en lugares donde exista concentración de esfuerzos. La fatiga es uno de los factores que afectan, ya que también se incrementa la temperatura del material y puede producirse un choque térmico que da como resultado fracturas.

2.3. PERFILES DE ACERO

El acero estructural gracias a sus propiedades puede laminarse de manera fácil y económica en una gran variedad de formas y tamaños, sin afectar a sus propiedades físicas.

2.3.1. PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE

Son utilizados en estructuras que requieren mayor resistencia; dependiendo de la sección transversal, se denominan como perfiles I, C, L, T, placas, barras, barras circulares entre otros. (Vinnakota, 2006)

2.3.1.1. Perfiles de patín ancho (W)

Un perfil de patín ancho tiene dos elementos rectangulares horizontales llamados patines, y un elemento rectangular vertical denominado alma, conectados por filetes o radios. La sección transversal tiene dos ejes de simetría. Este tipo de perfiles tiene un peralte igual o mayor que el ancho del patín, y su espesor, por lo general es mayor que el alma. Las superficies interiores y exteriores de los patines inferior y superior son paralelas.

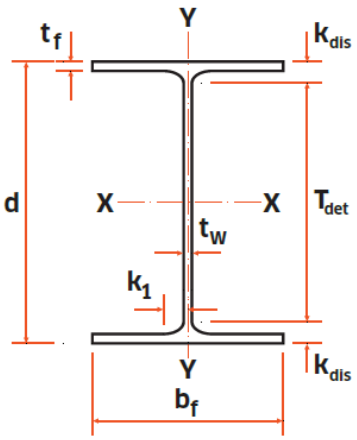


Figura 2.2 Perfil W

FUENTE: http://www.deacero.com/Content/PerfilesEstructurales.pdf

2.3.1.2. Vigas estándar americanas (S)

Este tipo de viga tiene patines relativamente más angostos y alma más gruesa que los perfiles de patín ancho. Las superficies internas del patín tienen una pendiente de aproximadamente 16 2/3. El uso de esta viga es poco común debido al excesivo material de su alma, al mismo tiempo su rigidez lateral es relativamente baja proporcionada por el patín angosto.

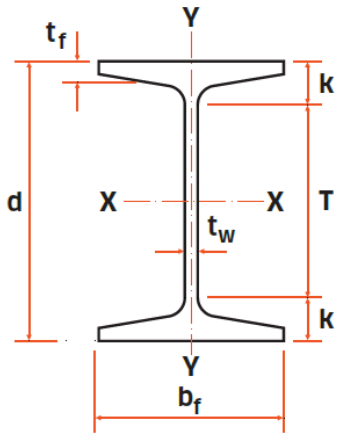


Figura 2.3 Perfil S

FUENTE: http://www.deacero.com/Content/PerfilesEstructurales.pdf

2.3.1.3. Perfiles de pilotes de puntas (HP)

Como los perfiles de patín ancho, tiene dos patines con superficies paralelas y un elemento de alma. Los espesores alma y patín son iguales y el ancho del patín así como el peralte de la sección son aproximadamente iguales al peralte nominal. Las almas más gruesas comparadas con los perfiles de patín ancho proporcionan mejor resistencia al impacto.

2.3.1.4. Perfiles diversos (M)

La letra M designa perfiles I que no pueden clasificarse como secciones W, S o HP.

2.3.1.5. Canales (C)

Un perfil en canal tiene un alma y dos patines paralelos, donde las superficies internas de los patines tienen una pendiente. Para estos perfiles el peralte real equivale al peralte nominal; el perfil de canal tiene sólo un eje de simetría. Las letras MC designan canales que no pueden ser clasificados como perfiles C; los canales utilizan en forma individual o en pares.

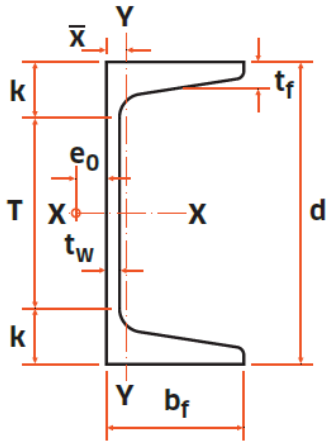


Figura 2.4 Perfil C

FUENTE: http://www.deacero.com/Content/PerfilesEstructurales.pdf

2.3.1.6. Perfiles en ángulo (L)

Son secciones cuya parte transversal se compone de dos elementos rectangulares llamados alas, perpendiculares una a otra. Las superficies interna y externa de cada ala son paralelas, y el espesor de ambas es el mismo sin importar el ángulo.

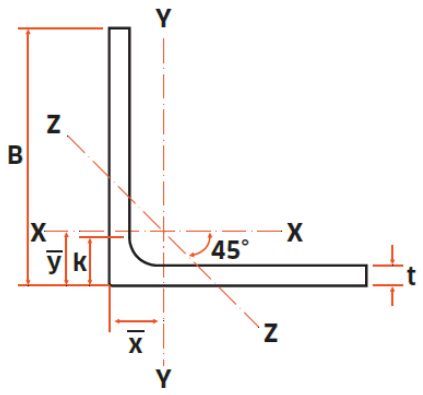


Figura 2.5 Perfil L

FUENTE: http://www.deacero.com/Content/PerfilesEstructurales.pdf

2.3.1.7. Barras planas (FLT) y placas (PL)

Estos elementos estructurales son de sección transversal rectangular, que se fabrican en muchos anchos y espesores. Una forma plana se ha clasificado como barra si su ancho es menor o igual a 8 pulg y como placa si su ancho es mayor que 8 pulg.

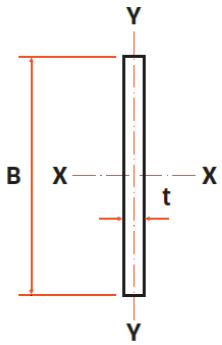


Figura 2.6 Placa

FUENTE: http://www.deacero.com/Content/PerfilesEstructurales.pdf

2.3.1.8. Secciones estructurales huecas (HSS) y tubos circulares (P)

Las secciones estructurales huecas y tubos pueden dividirse en dos categorías: soldadas o sin costura. Una sección estructural hueca cuadrada o rectangular es designada por las dimensiones externas nominales. A los tubos también se conocen como sección circular hueca.

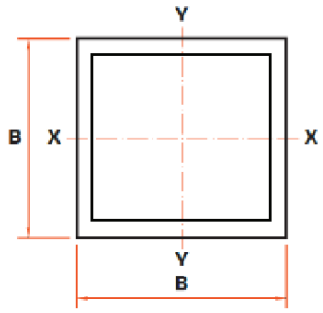


Figura 2.7 Secciones Huecas

FUENTE: http://www.deacero.com/Content/PerfilesEstructurales.pdf

2.3.2. PERFILES DE ACERO FORMADOS EN FRÍO

Los perfiles de acero estructural formados en frío son producidos al pasar por rodillos o prensas a temperatura ambiente, después se dobla el acero para obtener la forma deseada. (Vinnakota, 2006)

2.3.2.1. Miembros estructurales

Tienen un estilo general de perfiles laminados en caliente, como canales, zetas y formas de sombrero. Estos perfiles dan como resultado elementos de placa más delgados que requieren rigidizadores para evitar un pandeo prematuro.

2.3.2.2. Miembros de superficie

Son perfiles que resisten carga, que al mismo tiempo proporcionan superficies útiles. La prefabricación de techos, pisos, muros están formados de miembros conformados en frío, lo cual proporciona ahorros en la mano de obra y seguridad al montar una estructura.

2.4. CONSTRUCCIÓN RETICULAR.

En la construcción reticular el objetivo principal es transmitir las cargas a los cimientos mediante una retícula de vigas y columnas, todos los elementos de la construcción como paredes, losas, etcétera se ubican sobre la retícula. Una construcción reticular consta de columnas, vigas principales y vigas secundarias conectadas todas entre sí.

Las vigas principales soportan gran cantidad de carga y por lo tanto estas conectan las columnas en cortas distancias, mientras que las vigas secundarias conectan las vigas principales y las columnas en las distancias más grandes debido a que éstas soportan cargas relativamente bajas.

En la construcción de este tipo de estructuras generalmente se orienta a las columnas para minimizar la carga excéntrica pero algunos constructores suelen orientar las columnas para facilitar el montaje, es decir que las vigas principales se puedan conectar en las almas y que las vigas secundarias se conecten en los patines.

2.4.1. DIFERENTES SISTEMAS DE PISOS.

Los pisos utilizados casi en todas las construcciones alrededor del mundo son losas de concreto debido a que son resistentes al fuego, buena absorción acústica y son muy fuertes, pero en la actualidad se han desarrollado otros sistemas de piso debido a que las losas de concreto son pesadas, necesitan de varillas o mallas de acero para ser construidos y no son impermeables. Los sistemas de piso desarrollado son los siguientes:

a) Losas de concreto sobre viguetas de alma abierta.
b) Losas de concreto reforzado en una o dos direcciones apoyadas sobre vigas de acero.
c) Losas de concreto que trabajan con vigas de acero.
d) Pisos de casetones de concreto.
e) Pisos de lámina acanalada de acero.
f) Losas planas.
g) Losas de concreto pre-colado.

Para la selección del tipo de piso se debe tomar en cuenta muchos factores importantes, por ejemplo el aislamiento térmico, aislamiento acústico, facilidad para instalaciones de conexiones eléctricas, tuberías, sistemas de ventilación, peso del piso, características del cielo raso que se desea, peralte permitido del piso, etc.

2.4.2. ENTREPISO.

Un entrepiso tienen como función principal separar un piso de otro, está construido con vigas primarias o trabes y vigas secundarias separadas entre una distancia, esta distancia está directamente relacionada con los esfuerzos que soportará cada viga. Si la separación entre vigas aumenta mayor será la carga que deberá soportar cada una.

2.4.2.1. Losa aliviana o Piso con laminada de acero acanalada.

Este tipo de piso eso muy común en las construcciones actuales como: hoteles, edificios de oficinas, departamentos, etc. Una de las principales ventajas de este sistema de piso es que la lámina de acero proporciona una plataforma de trabajo inmediatamente después de ser colocada.

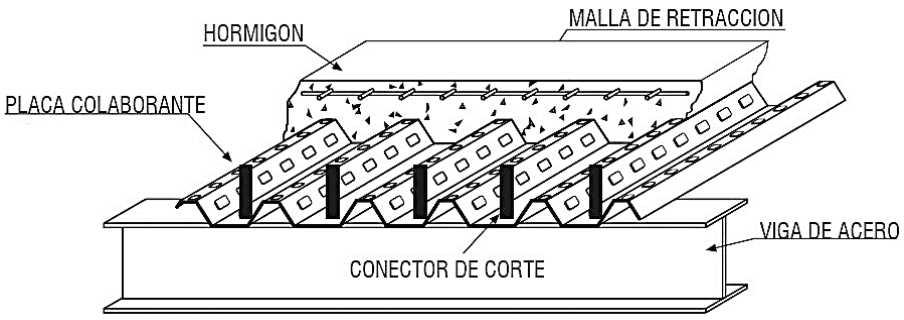


Figura 2.8 Losa alivianada

FUENTE: www.arquitecturaenacero.org/materiales/46-entrepisos-y-cielos

La lámina de acero es muy resistente por lo que el concreto no tiene que ser de gran resistencia, ni de gran peso por lo que se puede usar concreto ligero con capas de 2 a 2,5 pulgadas de espesor dependiendo de la separación de las vigas del entrepiso.

2.5. ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN

El diseño de las estructuras se rige bajo especificaciones de diseño y normas; estas especificaciones de ingeniería son desarrolladas por diferentes organizaciones tomando en cuenta todas las opiniones sobre la buena práctica de la ingeniería.

Estos códigos son reglamentos donde se especifican cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipo de construcción, calidad de materiales y otros factores. Casi todos los códigos de construcción, municipales y estatales han adoptado la AISC (American Institute of Steel Construction), mientras que para carreteras y transporte se ha tomado las especificaciones ASSHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

"Las normas han sido creadas con el propósito de proteger a la humanidad, mas no restringir al ingeniero." (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Los códigos y especificaciones utilizados dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) son los siguientes:

2.5.1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC)

- ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 358-05Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications
- ANSI/AISC 341-05Seismic Provisions for Structural Buildings
- ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Buildings (Tercera revisión pública)

2.5.2. AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS)

- AWS D1.8/D1.8M: 2009 Structural Welding Code-Seismic Supplement
- ANSI/AWS B4.0M:2000 Standard Methods for Mechanical Testing of Welds (Metric Customary Units)

- ANSI/AWS B4.0:2007 Standard Methods for Mechanical Testing of Welds (U.S. Customary Units)

2.5.3. AMERICAN SOCIETY FOR NONDESTRUCTIVE TESTING (ASNT)

- Recommended Practice for the Training and Testing of Nondestructive Testing Personnel,
- ASNT SNT TC 1a-2001

2.5.4. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA)

- FEMA 350 Re

2.6. CARGAS DE SERVICIO

La especificación AISC, establece que las cargas que se van a utilizar para el diseño estructural deben estar estipuladas por el reglamento aplicable bajo el que se esté diseñando la estructura. Si no existe un reglamento, las cargas de diseño serán las que se encuentren en la ASCE (American Society of Civil Engineers).

En general, las cargas las podemos clasificar de acuerdo a la naturaleza y duración de aplicación; a este tipo de cargas se las denomina: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción proporciona solo una guía general para el calculista y diseñador de estructuras. Las construcciones en general deben diseñarse para resistir las combinaciones de carga permanente, sobrecarga de uso, acciones sísmicas y otras. (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011)

2.6.1. CARGAS MUERTAS (CARGAS PERMANENTES)

La carga muerta está constituida por los pesos de todos los elementos estructurales y otras cargas permanentes unidas a ellas. Para estructuras de acero, se toma como carga muerta la estructura en sí, muros, pisos, techo, plomería y todos los accesorios permanentes.

Tabla 2.1 Cargas muertas típicas para materiales comunes.

Material	Carga
Concreto reforzado	150 lb/pie^3
Acero estructural	490 lb/pie^3
Concreto simple	145 lb/pie^3
Muros divisorios simples de acero	4 lb/pie^2
Emplaste sobre concreto	5 lb/pie^2
Cielo raso colgante	2 lb/pie^2
Fieltro de 5 capas y grava	6 lb/pie^2
Piso de madera dura (7/8 pulg)	4 lb/pie^2
Piso de madera doble de 2x12x16 pulg	7 lb/pie^2
Montantes de madera con1/2 pulg de yeso en cada lado	8 lb/pie^2
Media citara de ladrillo de arcilla 4 pulg	39 lb/pie^2

FUENTE: (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011); (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

2.6.2. CARGAS VIVAS

Se considera a las cargas vivas a aquellas que pueden cambiar de ubicación y magnitud; se presentan cuando la estructura es habitada. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso se denominan cargas móviles, mientras que las cargas que pueden moverse son cargas movibles.

2.6.2.1. Cargas de Piso

Son cargas mínimas por gravedad que tienen que ser usadas en el diseño. Muy pocos reglamentos de construcción especifican cargas concentradas que deben considerarse en el diseño; la sección 4.4 de ASCE 7-10 considera como alternativa las cargas uniformes. En la tabla a continuación se muestra algunas cargas concentradas típicas.

Estas cargas deben colocarse sobre pisos o techos, ubicadas en puntos críticos del sistema estructural. A menos que exista otra especificación, cada una de estas

cargas concentradas se extiende sobre un área de 2.5 x 2.5 pies cuadrados (6.25 pie^2)

Tabla 2.2 Cargas vivas concentradas comunes en los edificios

Estructura	Carga
Hospitales – quirófanos, salas privadas y pabellones	1000 lb
Edificio de manufactura (liviano)	2000 lb
Edificio de manufactura (pesado)	3000 lb
Pisos de oficina	2000 lb
Almacenes al menudeo (primer piso)	1000 lb
Almacenes al menudeo (pisos superiores)	1000 lb
Salones de clase	1000 lb
Corredores de escuela	1000 lb

FUENTE: (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011), (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

2.6.2.2. Cargas de tránsito en puentes

Los puentes están sujetos a una serie de cargas concentradas de magnitud variable que es causada por el tránsito vehicular.

2.6.2.3. Cargas de impacto

Son causadas por vibración de cargas móviles o movibles. Las cargas de impacto son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente generadas y la magnitud de las cargas consideradas como muertas.

2.6.2.4. Cargas longitudinales

Son cargas que necesitan considerarse en el diseño de ciertas estructuras, ya que cuando grandes medios de transporte se detienen, generan cargas de gran magnitud.

Tabla 2.3 Factores de Impacto para carga viva

Elemento	Factor
Maquinaria para elevador	100 %
Maquinaria impulsada por motores	100 %
Maquinaria reciprocante	50 %

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

2.6.3. CARGAS AMBIENTALES

Las cargas ambientales son causadas por el medio ambiente, por causa de lluvia, nieve, viento cambios de temperatura y sismos.

2.6.3.1. Carga de nieve

En lugares donde el clima es muy frío la carga de nieve es muy importante, ya que genera grandes fuerzas por el peso del hielo. La nieve es una carga variable que puede cubrir toda la superficie del techo o solo una parte. Un factor que debe considerarse es el área superficial incrementada de los miembros estructurales recubiertos de hielo, lo que afecta directamente a las cargas de viento.

2.6.3.2. Carga de lluvia.

Las cargas de lluvia son un problema menos serio que las cargas de nieve. Si el agua de lluvia tarda en escurrir del techo el resultado se denomina encharcamiento, lo que ocasiona deflexión en el techo; al aumentar la carga de lluvia, se llega al equilibrio y luego al colapso de la estructura. Si hay mucha agua en el techo el viento puede desplazar una gran cantidad hacia un extremo resultando un tirante hidráulico que se lo puede evitar usando imbornales, que son agujeros o tubos en las paredes, estos permiten la salida del agua cuando alcanza cierto nivel y así drenarla rápidamente.

En el Ecuador, especialmente en la ciudad de Quito, la precipitación de lluvia es considerablemente alta; por lo que es necesario tomar en cuenta estas cargas.

2.6.3.2.1. Estanquidad al agua

Se define la estanquidad al agua como la no entrada de agua a partes no previstas o no deseables. Por tanto, la penetración de agua a zonas interiores del cerramiento, que han sido previstas para este fin, con objeto de su recogida y posterior evacuación no se considera un fallo de estanquidad.

La acción del agua de lluvia sobre una carpintería depende de la pluviometría del lugar, el tamaño y situación de exposición del elemento considerado y la presión de viento que actué simultáneamente con la lluvia.

Se establecen ocho clasificaciones normalizadas de estanquidad al agua, en función de la capacidad de la carpintería para evacuar un caudal "patrón" de agua de lluvia, que se define como 1.50 litros por minuto por metro cuadrado de carpintería en los casos de elemento expuesto y 0.75 litros por minuto por metro cuadrado de carpintería en los casos de elemento protegido, frente a cuatro velocidades de viento (que coinciden con las velocidades de clasificación de resistencia a la carga de viento), y de la situación de exposición de la ventana. Esto se resume en la Tabla 2.4

Tabla 2.4 Estanquidad al agua

Velocidad de viento (Km/h)	**Presión de viento (Pa)**	**Elemento expuesto**	**Elemento protegido**
75	272	ECEA1	ECEB1
90	391	ECEA2	ECEB2
105	532	ECEA3	ECEB3
120	695	ECEA4	ECEB4

FUENTE: (NEC-11, Vidrio, 2011)

Se considera elemento protegido toda aquella carpintería que se sitúen a una distancia más de 20 cm hacia el interior de la línea de fachada, o se sitúen en fachadas protegidas de la acción del viento.

Para establecer las zonas pluviométricas se toma como base el mapa de isoyetas de la República del Ecuador y se recomienda establecer cuatro zonas pluviométricas, en función del índice de precipitación:

- Zona 1: precipitación anual menor o igual de 2,000 mm
- Zona 2: precipitación anual mayor de 2,000 mm, menor o igual de 4,000 mm
- Zona 3: precipitación anual mayor de 4,000 mm, menor o igual de 6,000 mm
- Zona 4: precipitación anual mayor de 6,000 mm

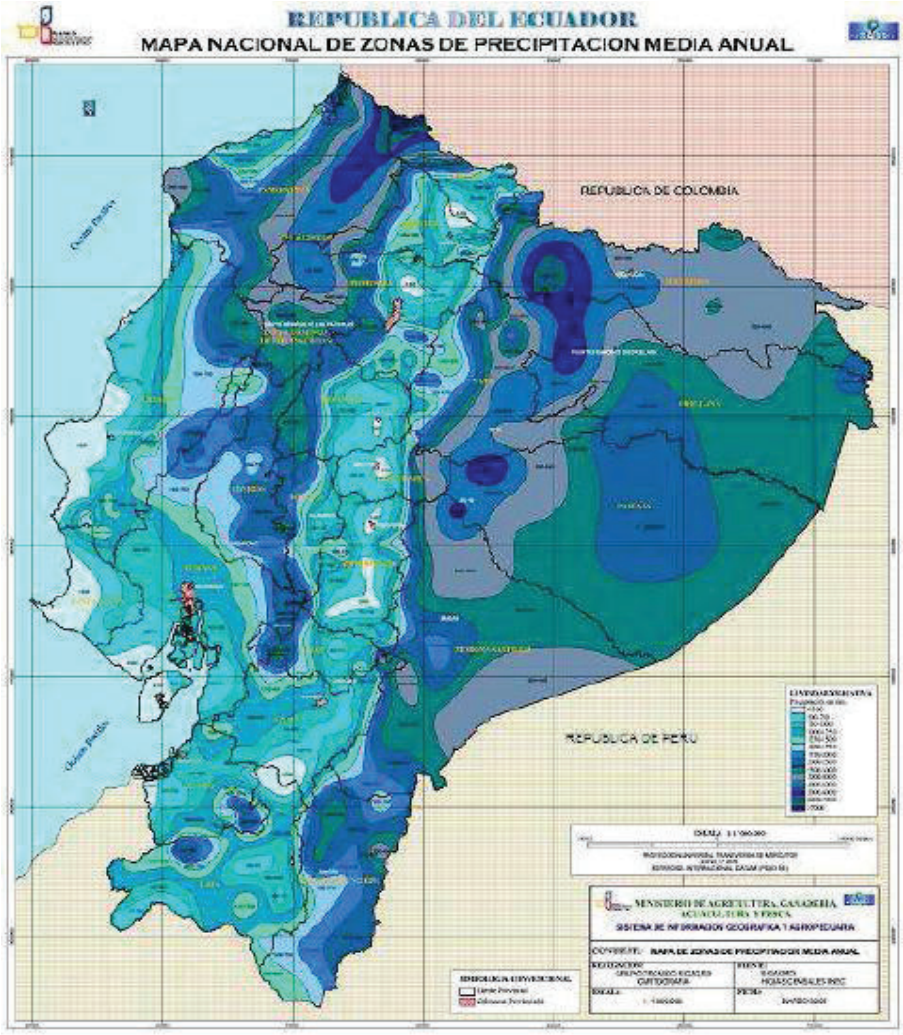


Figura 2.9 Mapa de zonas de precipitación anual

FUENTE: (NEC-11, Vidrio, 2011)

Las clasificaciones exigibles, en función de la Zona Pluviométrica, grado de exposición y clasificación al viento exigible, se establecen en la Tabla 2.5

Tabla 2.5 Clasificación exigible en función de la zona pluviométrica

Zona Pluviométrica	Grado de exposición	Velocidad de viento considerada (Km/h)			
		75	90	105	120
Zona 1	Protegida	ECEB1	ECEB1	ECEB2	ECEB3
	Expuesta	ECEA1	ECEA1	ECEA2	ECEA3
Zona 2	Protegida	ECEB1	ECEB1	ECEB3	ECEB3
	Expuesta	ECEA1	ECEA1	ECEA3	ECEA3
Zona 3	Protegida	ECEB1	ECEB2	ECEB3	ECEB4
	Expuesta	ECEA1	ECEA2	ECEA3	ECEA4
Zona 4	Protegida	ECEB2	ECEB2	ECEB4	ECEB4
	Expuesta	ECEA2	ECEA2	ECEA4	ECEA4

FUENTE: (NEC-11, Vidrio, 2011)

2.6.3.3. Carga de viento.

Por lo general se supone que las presiones de viento se aplican uniformemente a superficies de barlovento de los edificios; ésta hipótesis no es muy precisa, ya que las presiones no son uniformes sobre grandes áreas, sin embargo desde un punto de vista práctico no es posible considerar todas las variaciones en el diseño. Los reglamentos de construcción no proporcionan fuerzas estimadas durante los tornados ya que son fuerzas violentas que no son económicamente factibles para diseñar una estructura que la resista.

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura, será no menor a 75 Km/h.

Tabla 2.6 Coeficiente de corrección, σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0,91	0,86	0,80
10	1,00	0,90	0,80
20	1,06	0,97	0,88
40	1,14	1,03	0,96
80	1,21	1,14	1,06
150	1,26	1,22	1,15

FUENTE: (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011)

La velocidad del viento, será corregido aplicando el factor de corrección σ, indicado en la Tabla 2.6, que considera la altura del edificio y el entorno, mediante la ecuación

$$Vh = V.\sigma$$

Ecuación 2.1

Donde:

Vh, velocidad corregida del viento

V, velocidad instantánea máxima del viento, registrada a 10 m de altura.

σ, coeficiente de corrección de la Tabla 2.6

2.6.3.3.1. Cálculo de la presión del viento

Las fuerzas de viento son presiones sobre las superficies verticales a barlovento y como succiones sobre superficies planas o superficies verticales o inclinadas a sotavento (debido a la creación de presiones negativas, o vacíos). Para efectos de determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se puede establecer una presión de cálculo P, valor que se determina mediante la siguiente expresión.

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

Ecuación 2.2

Donde:

$P =$ Presión de cálculo

$\rho =$ Densidad del aire

$v_b =$ Velocidad básica de viento

$c_e =$ Coeficiente de entorno / altura

$c_f =$ Coeficiente de forma

Para la densidad del aire se puede adoptar un valor de 1,25 Kg/m^3. La velocidad básica genérica se considera 21 m/s (75 Km/h). El coeficiente de forma c_f, es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada, que se indica en la Tabla 2.7

Tabla 2.7 Coeficiente de forma c_f

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0,8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0,8	-0,6
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 – 0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 – 0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	

(+) Presión (-) Succión

FUENTE: (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011)

2.6.3.4. Cargas sísmicas.

Existen zonas consideradas con alto riesgo sísmico donde es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de las estructuras de acero. Las estructuras de acero pueden diseñarse y construirse para resistir las fuerzas causadas durante los sismos.

Durante un sismo hay aceleración en la superficie del terreno la cual se descompone en elementos verticales y horizontales; los verticales se consideran despreciables, mientras que los horizontales pueden ser de gravedad. Existen fórmulas para cambiar las aceleraciones sísmicas en fuerzas estáticas que depende de la distribución de la masa de la estructura, tipo de la estructuración, rigidez, posición, etc.; para un mejor resultado es necesario un análisis dinámico del conjunto.

La carga sísmica produce la deriva, que se define como el movimiento o desplazamiento del piso de un edificio con respecto al piso superior o inferior.

Tabla 2.8 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥0,50
Caracterización de la amenaza sísmica	Interme dia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

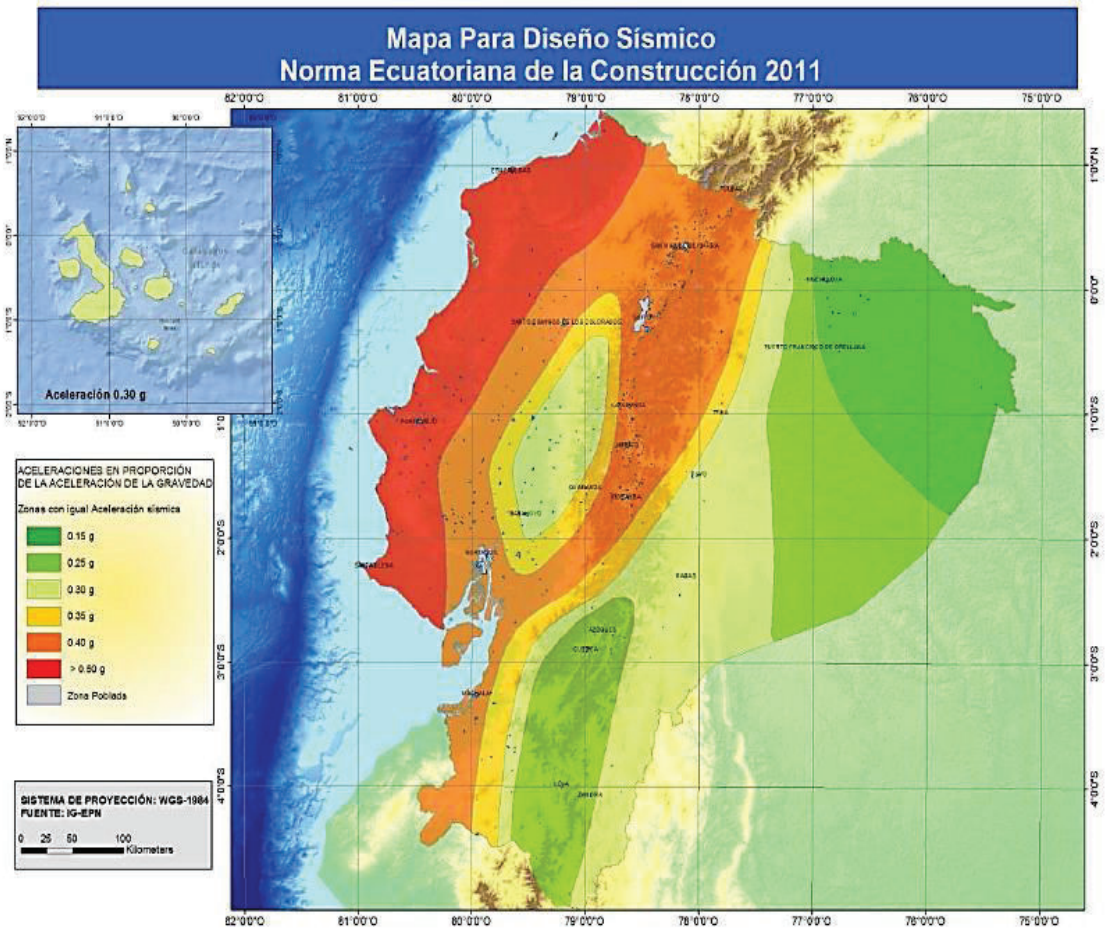


Figura 2.10 Mapa para diseño sísmico

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

2.6.3.4.1. Tipos de perfiles de suelo

Se definen seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A – E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios. (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Tabla 2.9 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{V_s} \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \overline{V_s} \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \overline{V_s} \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50.0$ $\overline{S_u} \geq 100$ KPa (≈ 1 kgf/cm^2)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \overline{V_s} \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \overline{N} \geq 15.0$ 100 kPa (≈ 1 kgf/cm^2) $> \overline{S_u} \geq 50$ kPa ($\approx$0.5 kgf7cm^2)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\overline{V_s} < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP > 20** w≥ 40% $\overline{S_u} < 50$ kPa ($\approx$0.50 kfg7cm^2)
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: **F1**—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. **F2**—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). **F3**—Arcillas de muy alta plasticidad (**H** >7.5 m con índice de Plasticidad **IP** >75) **F4**—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** >30m) **F5**—Suelos con contrastes de impedancia **α** ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. **F6**—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

2.6.3.4.2. Parámetros en la definición del tipo de perfil del suelo

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo, son:

- La velocidad media de la onda de cortante, Vs, en m/s.
- El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, N60, a lo largo de todo el perfil.
- Cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, Nch, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, Su, en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad (IP), y el contenido de agua en porcentaje, w. (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Para el estudio y ejemplo de cálculo se utilizará el criterio del número medio de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, N60, a lo largo de todo el perfil. Se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

a) *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo*

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, N60, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

Ecuación 2.3

Donde:

$N_i =$ Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60,correspondiente al estrato i . El valor de Ni a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.

$d_i =$ Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil, dado por

$$\sum_{i=1}^{n} d_i = 30\ m \quad ; \quad siempre$$

Ecuación 2.4

b) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos

En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$\overline{N} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_i}}$$

Ecuación 2.5

Donde:

$d_s =$ Es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

2.6.3.4.3. Coeficientes de amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelo

Tabla 2.10 Tipo de suelo y factor de sitio Fa

Tipo de perfil de subsuelo	**Zona sísmica**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
	Valor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
E		1,8	1,5	1,4	1,28	1,15	1,05
F		Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Tabla 2.11 Tipo de suelo y factor de sitio Fd

Tipo de perfil de subsuelo	**Zona sísmica**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
	Valor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Tabla 2.12 Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F		Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

2.6.3.4.4. Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad Sa, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 2.10, consistente con el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o deamplificación de suelo de la

Tabla 2.10; Tabla 2.11 y Tabla 2.12. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T.

Los límites para el periodo de vibración Tc y T_L se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0{,}55 \cdot F_S \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 2.6

$$T_L = 2{,}4 \cdot F_d$$

Ecuación 2.7

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

La aceleración espectral se la puede calcular con las siguientes expresiones:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \qquad \text{Para} \qquad 0 \leq T \leq T_C$$

Ecuación 2.8

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \qquad \text{Para} \qquad T > T_C$$

Ecuación 2.9

Donde:

$r =$ 1, para suelo tipo A, B, C

$r =$ 1, para suelo tipo D, E

$\eta =$ 1,8, para provincia de la Costa excepto Esmeraldas

$\eta =$ 2,4, para provincia de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta =$ 2,6, para provincia del Oriente

2.6.3.4.5. Factor de Importancia Sísmica.

Las estructuras se clasifican en una de las categorías de la Tabla 2.13, y se adoptará el correspondiente factor de importancia.

El propósito del factor de importancia es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Tabla 2.13 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1,0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en la norma (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011). Para aquellas estructuras con factor de importancia superior a 1,0; deberán cumplir además con los requisitos especiales citados a continuación.

Las estructuras de ocupación especial y estructuras esenciales deberán ser diseñadas cumpliendo todas las especificaciones descritas en las secciones de la de la normativa NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-resistente, 2011, sección 2.9, utilizando un nivel de altas fuerzas sísmicas y las aceleraciones

espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia 0.002), correspondiente a la ciudad en la que se encuentre la estructura o a la ciudad más cercana. Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia.

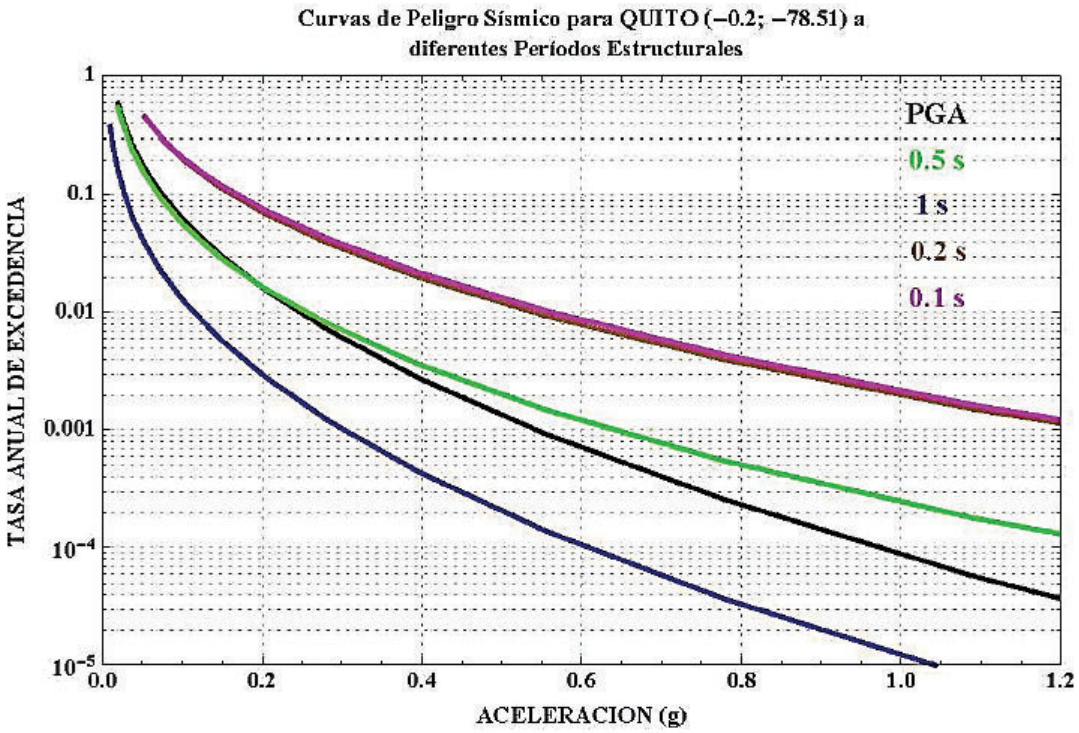


Figura 2.11 Curva de peligro sísmico, Quito

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

2.7. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para el diseño de miembros estructurales de acero la AISC propone dos métodos:

- Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design)
- Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design)

Estos dos métodos se basan en criterios de diseño de estados límite, es decir proporcionan límites de funcionalidad estructural. Existen dos tipos de estados límite, de resistencia y de servicio. (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Los estados límite de resistencia: Definen la capacidad de soportar una carga, es decir la fluencia excesiva, el pandeo, la fractura, la fatiga y el movimiento bruto del elemento estructural.

Los estados límite de servicio: Definen el comportamiento del elemento estructural, es decir la deflexión, agrietamiento, deslizamientos, vibración y deterioro del elemento estructural.

En el diseño estructural existe la incertidumbre sobre la magnitud real de las cargas que van a actuar sobre una estructura y sobre la capacidad de la estructura para soportar estas cargas, en la práctica los efectos de las cargas múltiples se suman pero existen casos en los que una carga aumenta el efecto de otra.

Ambos métodos para el diseño de estructuras de acero tienen como objetivo obtener un margen numérico entre la carga y la resistencia para que la probabilidad de un comportamiento inestable sea baja; el margen establecido entre la resistencia y la carga tiene como principal objetivo reducir la probabilidad de falla de la estructura o parte de ella.

A pesar de las diferencias señaladas a continuación se debe aclarar que ambos métodos utilizan la misma metodología para el análisis estructural, esto quiere decir que los valores individuales de carga muerta, carga viva, carga de viento, carga de nieve, etc., son iguales.

2.7.1. DIFERENCIAS ENTRE EL MÉTODO LRFD Y ASD:

2.7.1.1. Método para el cálculo de cargas de diseño.

Las diversas combinaciones de cargas que ocurran al mismo tiempo se agrupan y los mayores valores de carga obtenidos de esta manera estas se utilizan en el diseño de las estructuras. Para el método ASD se utiliza el mayor grupo de cargas y para LRFD la mayor combinación lineal.

El objetivo principal es escoger la combinación más crítica que pueda presentarse al mismo tiempo para la estructura. La nomenclatura de las cargas utilizadas en las diversas combinaciones son las presentadas a continuación. (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011)

- U: Carga de diseño.
- D: Carga muerta.
- L: Carga viva.
- L_r: Carga viva del techo.
- S: Carga de nieve.
- R: Carga de lluvia o granizo.
- W: Carga de viento.
- E: Carga de sismo.

2.7.1.1.1. Combinaciones de carga en el método LRFD

En el método LRFD se forman diferentes grupos de cargas y a cada una se la multiplica por un factor que refleja la incertidumbre sobre la magnitud real de la carga, este factor generalmente es mayor que 1,0. La combinación lineal de cargas, cada una multiplicada por un factor de carga correspondiente se denominada carga factorizada. El mayor valor definido de esta manera es el que se utiliza para el cálculo de fuerzas cortante, momentos y generalmente parámetros clave en el diseño estructural con el método LRFD.

Las combinaciones de carga presentados en la AISC para el método LRFD están basados en la norma ASCE 7 y son los utilizados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) son los siguientes:

1) $U = 1{,}4D$
2) $U = 1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5\ (L\ o\ S\ o\ R)$
3) $U = 1{,}2D + 1{,}6\ (L\ o\ S\ o\ R) + (L\ o\ 0{,}5W)$
4) $U = 1{,}2D + 1{,}0W + L + 0{,}5\ (L\ o\ S\ o\ R)$
5) $U = 1{,}2D + 1{,}0E + L + 0{,}2S$
6) $U = 0{,}9D + 1{,}0W$
7) $U = 1{,}2D + 1{,}0E$

2.7.1.1.2. Combinaciones de carga en el método ASD.

En el método ASD las cargas se acumulan, para diversas combinaciones factibles, y los valores más altos son los utilizados en el cálculo de las fuerzas en los miembros estructurales. La AISC presenta las siguientes combinaciones de carga que también son usados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

1) D
2) $D + L$
3) $D + (L_r\ o\ S\ o\ R)$
4) $D + 0{,}75L + 0{,}75\ (L_r\ o\ S\ o\ R)$
5) $D + (0{,}6W\ o\ 0{,}7E)$
6) $D + 0{,}75L + 0{,}75\ (0{,}6W\ o\ \ 0{,}7E) + 0{,}75\ (L_r\ o\ S\ o\ R)$
7) $0{,}6D + 0{,}6W$
8) $0{,}6D + 0{,}7E$

2.7.1.2. Uso de factores de resistencia φ en LRFD y uso de factores de seguridad Ω en ASD.

Para el método LRFD Los valores calculados de momento, cortante y otras fuerzas presentes en la estructura se comparan con las resistencias nominales multiplicadas por un factor de reducción o factor de resistencia φ, de esta forma se ingresa el factor de seguridad en los factores de carga. (McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas - ASD, 2003)

$$\emptyset * R_n \geq R_u$$

Ecuación 2.10

Donde:

$\emptyset$: Factor de reducción.

R_n: Resistencia nominal.

R_u: Fuerza factorizada calculada en el miembro.

Para el método ASD los valores de las fuerzas totales calculadas en el miembro estructural no deben superar el valor de la resistencia nominal del elemento dividido para un factor de seguridad (Ω) mayor que 1.0.

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

Ecuación 2.11

Donde:

Ω : Factor de seguridad.

R_n: Resistencia nominal.

R_a: Fuerza calculada en el miembro.

2.7.1.2.1. Factor de Seguridad

Para el método de diseño ASD es necesario conocer el factor de seguridad, el cual relaciona la resistencia nominal (R_N) y la carga nominal (P_N).

La resistencia más baja (R) puede considerarse como la resistencia nominal menos una desviación (ΔR) y la carga más alta (P) puede considerarse como la carga nominal menos una desviación (ΔP)

$$R = R_N - \Delta R$$

Ecuación 2.12

$$P = P_N + \Delta P$$

Ecuación 2.13

Para evitar que la estructura falle, el valor de la resistencia más baja debe ser siempre mayor o igual que la carga más alta.

$$R \geq P$$

Ecuación 2.14

$$R_N - \Delta R \geq P_N - \Delta P$$

Ecuación 2.15

$$R_N \left(1 - \frac{\Delta R}{R}\right) \geq P_N \left(1 + \frac{\Delta P}{P}\right)$$

Ecuación 2.16

$$\frac{R_N}{P_N} = \Omega = \frac{\left(1 + \frac{\Delta P}{P}\right)}{\left(1 - \frac{\Delta R}{R}\right)}$$

Ecuación 2.17

Se aconseja suponer que las desviaciones de resistencia y carga tienen un orden del 25%.

$$\Omega = \frac{(1 + 0{,}25)}{(1 - 0{,}25)}$$

Ecuación 2.18

$$\Omega = \frac{1{,}25}{0{,}75}$$

Ecuación 2.19

$$\Omega = 1.6666 \approx 1.67$$

Ecuación 2.20

2.8. DISEÑO ESTRUCTURAL (ASD)

2.8.1. DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN (COLUMNAS)

Las columnas son miembros verticales rectos sujetos a esfuerzos de compresión, las longitudes de las columnas son considerablemente mayores que su ancho.

Los mecanismos de falla que se pueden presentar en las columnas son los siguientes:

- Pandeo Flexionante o Pandeo de Euler: sucede cuando los miembros están sometidos a flexión se vuelven inestables.
- Pandeo local: Ocurre cuando alguna parte de la sección transversal de la columna pandean localmente en compresión antes de que los demás mecanismos de falla ocurran.
- Pandeo torsionante flexionante: Ocurre en columnas que tienen cierta configuración en su sección transversal y fallan por esfuerzos de torsión o por una combinación de torsión y flexión.

La tendencia de una columna a pandearse aumenta mientras su longitud aumenta para una misma sección transversal. Esta tendencia a pandearse se mide con la esbeltez, mientras mayor sea su tendencia a pandearse menor será la carga que puede soportar. (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

La tendencia a pandearse depende de varios factores, los más importantes son mencionados a continuación:

- Tipo de Conexión en los extremos de la columna.
- Excentricidad en la aplicación de la carga.
- Torceduras iniciales de las columnas.
- Esfuerzos residuales de la fabricación.
- Imperfecciones en el material de la columna.

Los perfiles más comunes para columnas son se muestran a continuación:

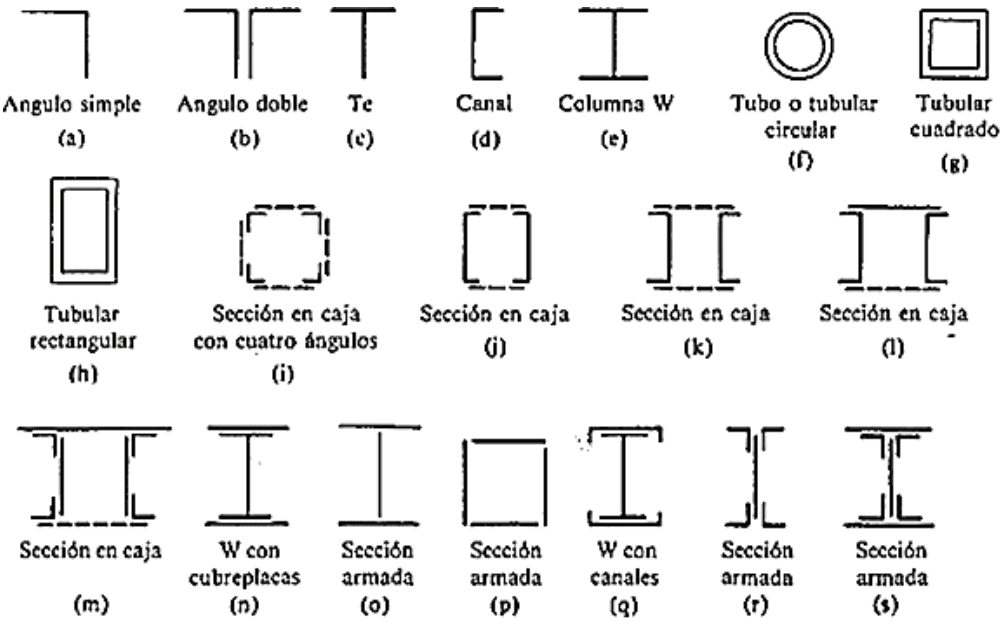


Figura 2.12: Perfiles usados para columnas

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

De todos los perfiles mostrados los más utilizado en los últimos años son los perfiles tubulares por las siguientes razones:

- La eficiencia de una columna se basa en que el radio de giro debe permanecer constante con respecto al centroide de mismas, las secciones tubulares, cuadradas y rectangulares cumplen satisfactoriamente esta condición lo que las hace las más eficientes para el trabajo en compresión.
- Estos perfiles ofrecen mayor facilidad para la aplicación de recubrimientos como pinturas anticorrosivas, etc.
- Tienen una alta resistencia a la torsión.

2.8.1.1. Columnas Largas, Cortas E Intermedias

Una columna sujeta a esfuerzos de compresión axial siempre se acorta en dirección de la carga, cuando la carga alcanza el límite en el cual la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna empieza a flexionarse o deformarse lateralmente con la posibilidad de que se tuerza en dirección perpendicular al eje longitudinal.

La resistencia de una columna y el modo de falla dependen de la longitud efectiva de la columna, una columna muy corta puede ser cargada hasta que el acero alcance su límite de fluencia y por lo tanto estas columnas pueden soportan la misma carga en compresión y a tensión.

Si la longitud efectiva de la columna aumenta el valor del esfuerzo de pandeo disminuye, si la longitud efectiva excede un cierto límite el esfuerzo se pandeó disminuirá por debajo del límite de proporcionalidad del acero y la falla de estas columnas será elástica. (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Las columnas se pueden clasificar según su longitud efectiva de la siguiente forma:

- ***Columnas largas***: Este tipo de columnas tienen un comportamiento que es fácilmente predecible por la ecuación de Euler, estas columnas pandean elásticamente.
- ***Columnas Cortas:*** En las columnas cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia, por lo tanto no ocurre el pandeo. Este tipo de columnas no tiene aplicación práctica.
- ***Columnas Intermedias:*** En este tipo de columnas algunas fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no. Estas columnas fallarán tanto por fluencia como por pandeo, su comportamiento se lo denomina inelástico. La mayoría de las columnas entra en este rango.

2.8.1.2. Fórmula de Euler

Mientras la longitud de la columna aumente, el esfuerzo bajo el cual esta se pandea disminuye; si la longitud de la columna sobrepasa un límite este esfuerzo igualará al límite proporcional del acero, a esto se lo conoce como pandeo elástico.

La carga para que una columna pandee elásticamente se la determina con la ecuación de Euler:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Ecuación 2.21

Tomando en cuenta la esbeltez de la columna, la ecuación de Euler toma la siguiente forma:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = F_e$$

Ecuación 2.22

Donde:

A: Área de la sección transversal.

E: Módulo de elasticidad del material.

r: Radio de giro mínimo de la sección.

L: Longitud de la columna.

2.8.1.3. Miembros sujetos a cargas axiales de compresión

2.8.1.3.1. Clasificación de secciones para pandeo local.

Los miembros sujetos a compresión se clasifican de dos formas, miembros esbeltos y miembros no esbeltos. Para miembros no esbeltos, la relación entre ancho y espesor de la sección transversal del perfil no debe exceder el valor de λ_r que se especifica en la tabla B4.1a del AISC; si esta relación excede el valor de λ_r se dice que el miembro es esbelto, a continuación se presenta la Figura 2.13

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

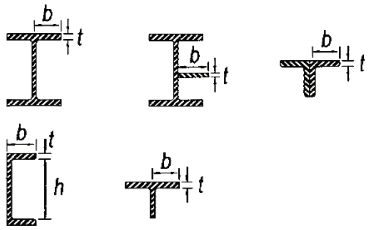
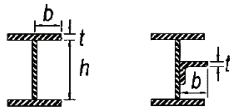
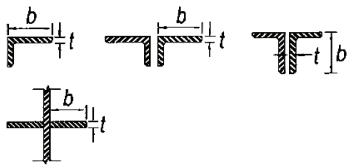
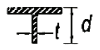
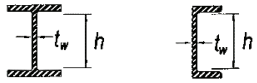
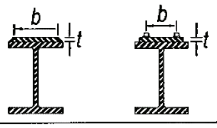
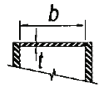
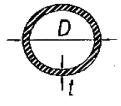
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Stems of tees	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Figura 2.13: Relación ancho espesor para elementos a compresión

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

El cálculo del esfuerzo crítico de pandeo se basa en la aplicación de la esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right)$ para lo que es necesario definir el factor de apoyo K.

2.8.1.3.2. Factor de apoyo K

El factor de apoyo se lo define según sus condiciones de apoyo como se muestra en el siguiente gráfico:

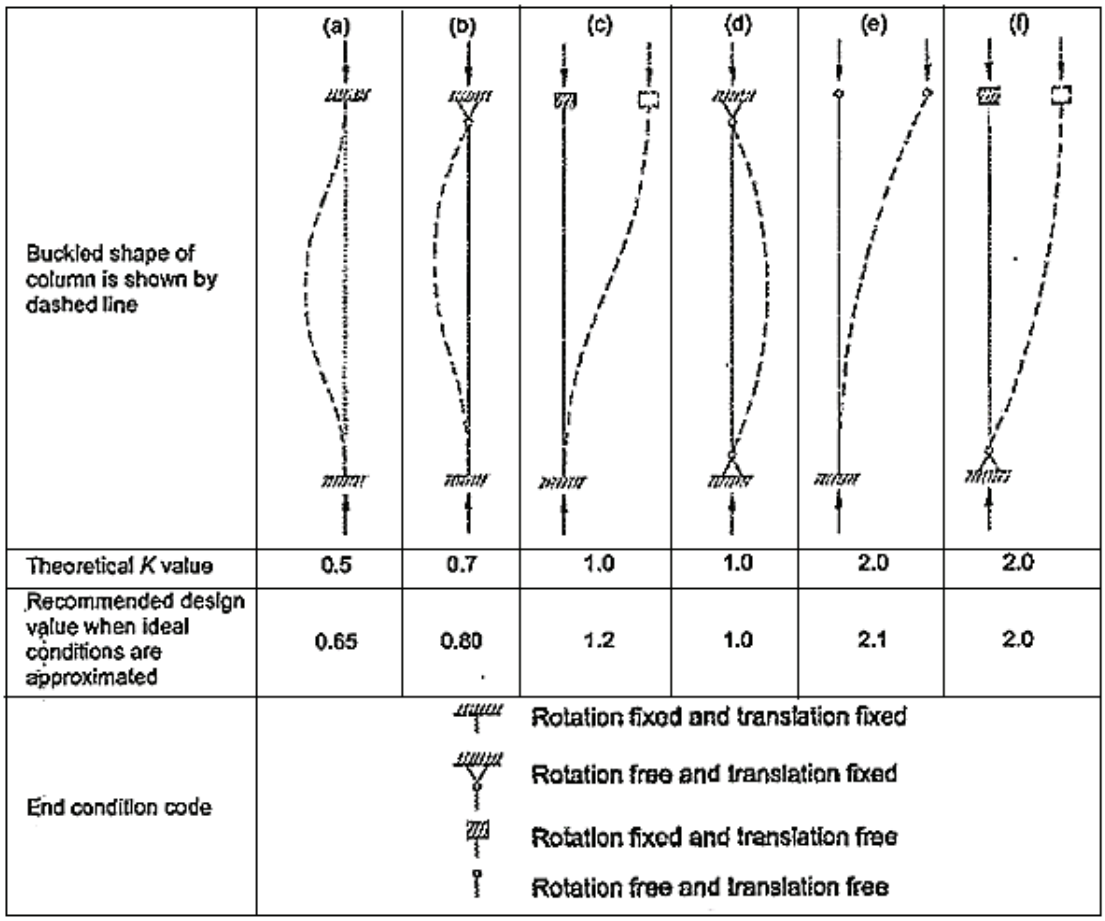


Figura 2.14: Valores de K para columnas que son parte de una estructura discontinua

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

El factor K determinado mediante el gráfico anterior se lo utiliza para el diseño de miembros a compresión que sean parte de una estructura discontinua.

Para miembros sometidos a compresión axial que forman parte de una estructura continua, se utilizan los nomogramas presentados en la AISC, para la correcta aplicación de estos nomogramas es necesario tomar en cuenta si existe ladeo libre o ladeo restringido del elemento.

El ladeo lateral impedido o restringido quiere decir que existen otros elementos aparte de vigas y columnas que impiden la traslación de los nodos, esto significa que se tiene un sistema bien definido de arriostramiento lateral.

El ladeo lateral libre significa que la resistencia a la traslación está suministrada únicamente por la resistencia a la flexión y la rigidez de los elementos conectados.

Para determinar los valores de G en cada extremo (A y B) del miembro en compresión se utiliza la siguiente ecuación.

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

Ecuación 2.23

Donde:

$I =$ Momento de inercia

$L =$ Longitud del elemento estructural

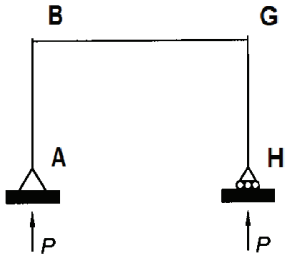


Figura 2.15: Esquema de nodos

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

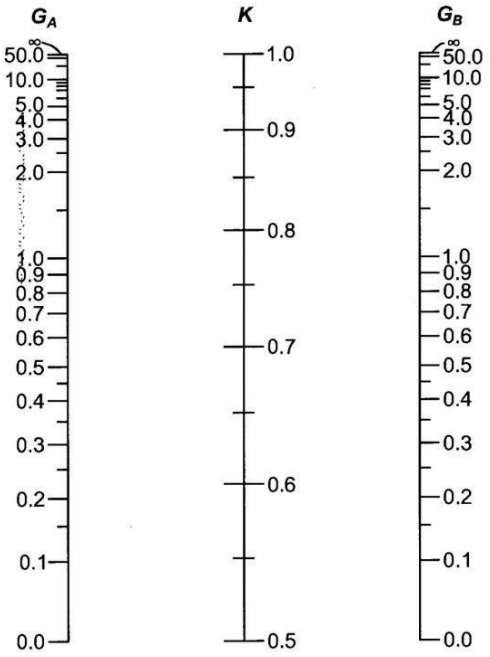


Figura 2.16: Nomograma para determinación del valor K para ladeo lateral restringido

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

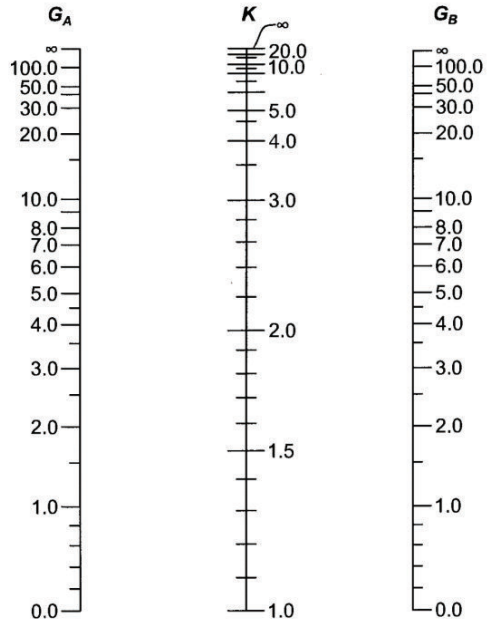


Figura 2.17: Nomograma para determinación del valor K para ladeo lateral libre

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

2.8.1.3.3. Diseño de miembros en compresión no esbeltos

Para el método de diseño ASD la resistencia nominal de un miembro en compresión puede determinarse de la siguiente manera:

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

Ecuación 2.24

Aplicando el factor de seguridad se obtiene la resistencia permisible

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

Ecuación 2.25

Según el AISC $\Omega_c = 1{,}67$.

Las siguientes expresiones muestran la forma de determinar F_{cr}, el esfuerzo de pandeo por flexión de una columna, para miembros no esbeltos:

Caso A:

$$\frac{KL}{r} \leq 4{,}71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación 2.26

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] \cdot F_y$$

Ecuación 2.27

Caso B:

$$\frac{KL}{r} > 4{,}71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación 2.28

$$F_{cr} = 0{,}877\, F_e$$

Ecuación 2.29

En ambos cosos F_e es el esfuerzo de Euler calculado con la longitud efectiva de la columna KL.

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

Ecuación 2.30

2.8.1.3.4. Relación de esbeltez máxima

En la norma AISC se recomienda que el valor de $\frac{KL}{r}$ no sea mayor a 200

2.8.1.3.5. Diseño de miembros en compresión esbeltos

Para el método de diseño ASD la resistencia nominal de un miembro en compresión puede determinarse de la siguiente manera:

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

Ecuación 2.31

Aplicando el factor de seguridad se obtiene la resistencia permisible

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

Ecuación 2.32

Según el AISC $\Omega_c = 1{,}67$.

Las siguientes expresiones muestran la forma de determinar F_{cr}, el esfuerzo de pandeo por flexión de una columna, para miembros esbeltos:

Caso A:

$$\frac{KL}{r} \leq 4{,}71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}}$$

Ecuación 2.33

$$F_{cr} = Q \cdot \left[0{,}658^{\frac{Q \cdot F_y}{F_e}}\right] \cdot F_y$$

Ecuación 2.34

Caso B:

$$\frac{KL}{r} > 4{,}71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}}$$

Ecuación 2.35

$$F_{cr} = 0{,}877\, F_e$$

Ecuación 2.36

En ambos cosos F_e es el esfuerzo de Euler calculado con la longitud efectiva de la columna KL.

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

Ecuación 2.37

$$Q = Q_s \cdot Q_a$$

Ecuación 2.38

Q: Factor de reducción neto para todos los elementos con sección esbeltas

La determinación de los factor Q, Q_a, Q_s se detalla en la AISC en sus secciones E7.1, E7.2.

El índice de trabajo al cual está sometido el elemento, se calcula mediante la relación de resistencias real y permisible

$$I = \frac{P_r}{P_n/\Omega_c}$$

Ecuación 2.39

El índice de trabajo puede ubicarse dentro del siguiente rango.

$$0{,}8 < I < 1{,}2$$

Ecuación 2.40

2.8.2. DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN (VIGAS).

Una viga es un elemento fundamental en las estructuras de acero, para el diseño de vigas se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- La viga debe garantizar resistencia requerida a la flexión, tomando en cuenta la estabilidad del patín que se encuentra trabajando a compresión, además el perfil seleccionado para la viga debe garantizar la resistencia requerida a esfuerzos de corte y aplastamiento.
- La viga debe garantizar la rigidez necesaria, tomando en cuenta las deflexiones presentes, además debe garantizar que las deformaciones no excedan el límite permitido bajo condiciones de servicio.
- El perfil y material seleccionado debe garantizar un diseño económicamente viable. (Bressler, Lin, & Scalzi, 1997)

Los perfiles más utilizados para el diseño de vigas son los denominados perfiles W o perfiles en I, esto se debe a que dichos perfiles W tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en los patines, por lo que poseen mayores momentos de inercia que otros perfiles, los perfiles W son relativamente más anchos y por lo tanto tienen mayor rigidez lateral o estabilidad lateral, además brindan una relativa facilidad para conectarse con otros perfiles. (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Los perfiles W son más livianos que las vigas estándar para un mismo módulo de sección por lo que son más económicos.

2.8.2.1. Vigas Continuas

Las vigas continuas son vigas que tienen más de dos apoyos y no poseen articulaciones, una viga continua es una estructura estáticamente indeterminada.

Las vigas continuas son más baratas que una sucesión de vigas simplemente apoyadas debido a que cuando estas son sometidas a una carga uniformemente distribuida el momento máximo es mucho menor que el de una viga simple. (AISC, Steel Construction Manual, 1986)

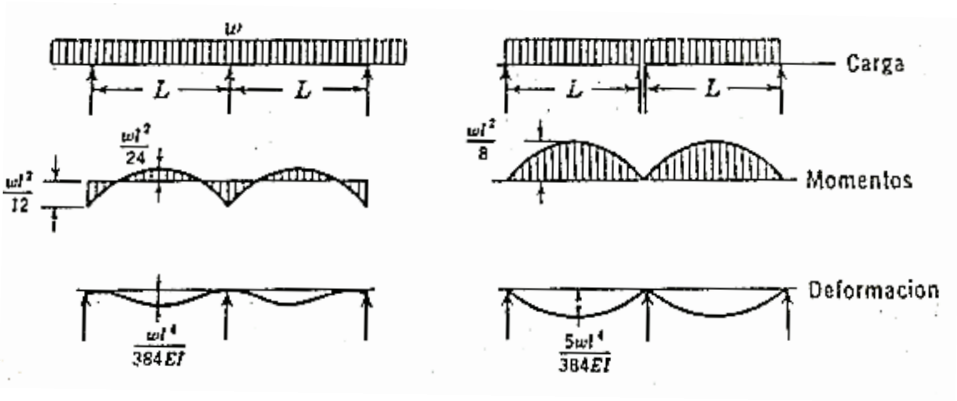


Figura 2.18 Comparación entre vigas continuas y vigas simples.

FUENTE: (Bressler, Lin, & Scalzi, 1997)

Otra diferencia fundamental entre vigas continuas y vigas simplemente apoyadas es que las vigas continuas tienen una rigidez mucho más apreciable que las vigas simples.

2.8.2.1.1. Teorema de los tres momentos

Para el diseño de vigas continuas se utiliza el teorema de los tres momentos.

Para carga Uniforme

$$M_a \cdot \frac{l_1}{I_1} + 2M_b\left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}\right) + M_c \cdot \frac{l_2}{I_2} = -\frac{1}{4}\left(\frac{w_1 \cdot {l_1}^3}{I_1} + \frac{w_2 \cdot {l_2}^3}{I_2}\right)$$

Ecuación 2.41

Para cargas concentradas.

$$M_a \cdot \frac{l_1}{I_1} + 2M_b\left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}\right) + M_c \cdot \frac{l_2}{I_2} = -\frac{P_1 \cdot a_1 \cdot b_1}{I_1}\left(1 + \frac{a_1}{l_1}\right) - \frac{P_2 \cdot a_2 \cdot b_2}{I_2}\left(1 + \frac{b_2}{l_2}\right)$$

Ecuación 2.42

Considerando 2 apoyos consecutivos en cualquier estructura continua.

M_a, M_b, M_c: Momentos a la izquierda, centro y derecha, respectivamente.

l_1, l_2: Longitudes de los tramos de la izquierda y derecha, respectivamente.

I_1, I_2: Momentos de Inercia de los tramos de la izquierda y derecha, respectivamente.

P_1, P_2: Cargas concentradas en los tramos de la izquierda y derecha, respectivamente.

a_1, a_2: Distancia de la carga concentrada desde el apoyo izquierdo en el tramo izquierdo y derecho respectivamente.

b_1, b_2: Distancia de la carga concentrada desde el apoyo derecho en el tramo izquierdo y derecho respectivamente

2.8.2.2. Elementos sometidos a flexión

Para el diseño de elementos a flexión es primordial definir si la sección del elemento es compacta o no compacta, lo cual se puede definir mediante la tabla B4.1b de la AISC. Para que una sección sea considerada compacta, sus patines deben estar conectados al alma continuamente y la relación ancho-espesor de sus partes sometidas a compresión, no sobrepasen el valor de λ_p de la tabla B4.1b. Si esta relación ancho-espesor se encuentra entre los valores de λ_p y λ_r la sección es no compacta, y si el valor de esta relación sobre pasa λ_r se dice que la sección es esbelta. (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

En la AISC se define ciertas secciones en las cuales se detalla el diseño de elementos sometidos a flexión. Para una selección correcta de la forma de diseñar elementos a flexión se toman en cuenta los criterios de la

Figura 2.20: Forma de diseño según la esbeltez del alma y patín.

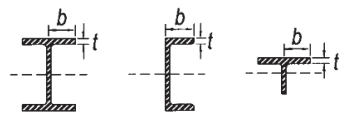
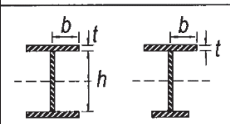
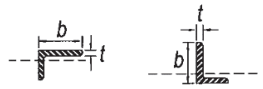
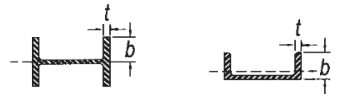
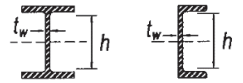
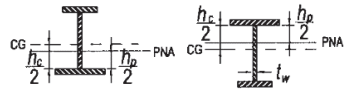
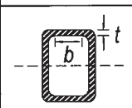
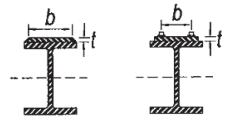
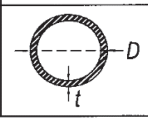
Donde:

- Y: Fluencia.
- LTB: Pandeo lateral torsional.
- FLB: Pandeo local del patín.
- WLB: Pandeo local del alma.
- TFY: Fluencia del patín en tensión
- LLB: Pandeo local de un lado.
- LB: Pandeo local.
- C: Compacta.
- NC: No Compacta
- S: Esbelto.

Para efecto del cálculo de los elementos sometidos a flexión en esta Tesis se usará la sección F2 de la AISC; ya que todos los perfiles utilizados son de sección compacta de la

Figura 2.20: Forma de diseño según la esbeltez del alma y patín.

TABLE B4.1b
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure

	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_p (compact/ noncompact)	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (noncompact/ slender)	Examples
Unstiffened Elements	10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the weak axis	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	15	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2} \le \lambda_r$ [c]	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Flanges of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Webs of rectangular HSS and boxes	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	Round HSS	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
[b] $F_L = 0.7F_y$ for major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$;
$F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \ge 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$.
[c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. M_p = plastic bending moment, kip-in. (N-mm)
E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa)

Figura 2.19: Relación ancho espesor para elementos a compresión

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

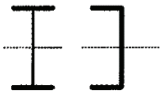
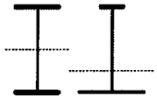
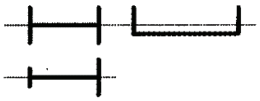
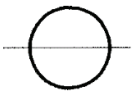
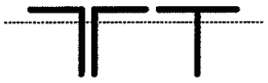
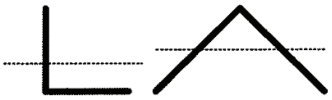
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes, other than single angles	N/A	N/A	All limit states

Figura 2.20: Forma de diseño según la esbeltez del alma y patín

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

2.8.2.2.1. Consideraciones generales de la Norma AISC

La resistencia permisible a flexión según el AISC para el método de diseño ASD se lo define de la siguiente manera:

$$\frac{M_n}{\Omega_b}$$

Ecuación 2.43

Donde:

$\Omega_b = 1{,}67$: Factor de seguridad en flexión

Para elementos con simetría simple con una única curvatura y para todos los elementos con doble simetría se utiliza el *factor de modificación para pandeo lateral torsional* debido a los diagramas de momentos no uniforme se define con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot M_{max}}{2{,}5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C}$$

Ecuación 2.44

Donde:

M_{max}: Valor absoluto del momento máximo en la longitud del elemento

M_A: Valor absoluto del momento en un cuarto de la longitud

M_B: Valor absoluto del momento la mitad de la longitud.

M_C: Valor absoluto del momento a los tres cuartos de la longitud.

Para elementos en cantiliver o salientes donde el extremo libre no tiene soporte lateral $C_b = 1{,}0$.

Existen tres estados o zonas en los cuales los elementos a flexión fallan, estos se ilustran en la Figura 2.21

Según la AISC los estados que se deben probar son:

- Comportamiento plástico o Fluencia (ZONA 1).
- Pandeo lateral torsional inelástico (ZONA 2).
- Pandeo lateral torsional elástico (ZONA 3)

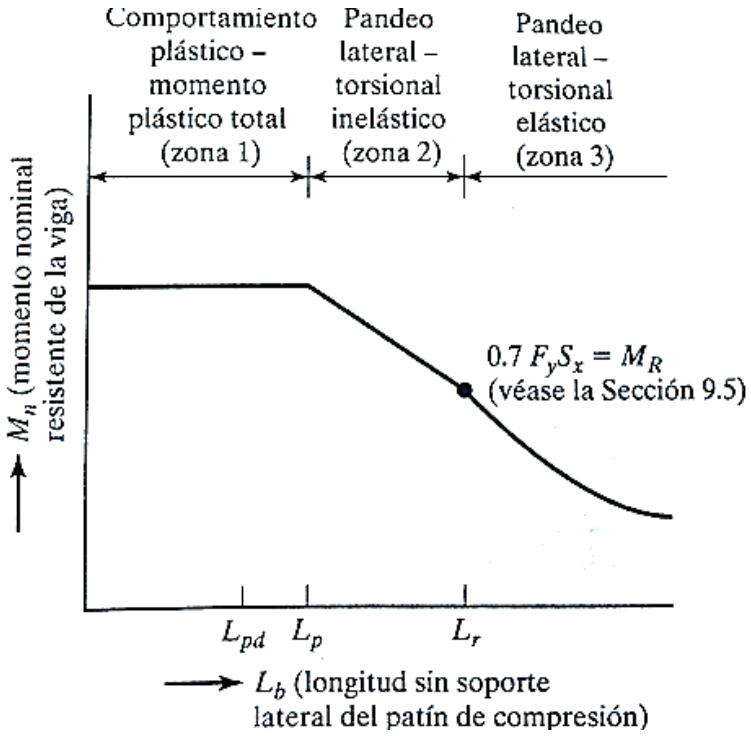


Figura 2.21: Zonas de comportamiento de vigas

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

2.8.2.2.2. Diseño según comportamiento plástico (Zona 1).

Para el diseño según este estado la resistencia nominal en tensión se la define de la siguiente manera:

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

Ecuación 2.45

Donde:

M_n: Resistencia nominal a flexión.

F_y: Esfuerzo de Fluencia del material.

Z_x: Módulo plástico de la sección (mm^3), se lo define de la tabla 3-2 de la AISC.

M_p: Resistencia plástica a flexión.

Una vez definida la resistencia nominal del elemento sometido a flexión se determina la resistencia permisible:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{F_y \cdot Z_x}{\Omega_b}$$

Ecuación 2.46

2.8.2.2.3. Diseño según pandeo lateral torsional.

Para el diseño en pandeo lateral torsional se debe tomar en cuenta la longitud entre los puntos que estén, o bien soportados contra el desplazamiento lateral del patín en compresión, o tengan soporte contra la torsión de la sección transversal (L_b).En la Figura 2.21 se especifica los límites para L_b.

$$L_p = 1{,}76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación 2.47

$$L_r = 1{,}95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0{,}7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

Ecuación 2.48

Para perfiles en I con doble simetría:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{h \cdot t_w}{b_f \cdot t_f}\right)}}$$

Ecuación 2.49

Para perfiles I con doble simetría:

$$c = 1{,}0$$

Ecuación 2.50

Para canales con doble simetría:

$$c = \frac{h_o}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

Ecuación 2.51

Las demás propiedades torsionales (C_w, J) y demás propiedades necesarias para la aplicación de las fórmulas para el diseño en flexión de perfiles en C se pueden determinar en la Tabla 1-5 de la AISC.

J: Constante de torsión

r_{ts}: Radio de giro efectivo

h_o: Distancia entre los centroides de los patines

S_x: Modulo de la sección.

CASO 1:

$$L_b \leq L_p$$

Ecuación 2.52

Se aplica el análisis en la zona 1.

CASO 2:

$$L_P < L_b < L_r$$

Ecuación 2.53

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \cdot F_y \cdot S_x \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Ecuación 2.54

CASO 3:

$$L_b > L_r$$

Ecuación 2.55

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

Ecuación 2.56

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Ecuación 2.57

El índice de trabajo al cual está sometido el elemento, se calcula mediante la relación de resistencias real y permisible

$$I = \frac{M_r}{M_n / \Omega_b}$$

Ecuación 2.58

El índice de trabajo puede ubicarse dentro del siguiente rango.

$$0{,}8 < I < 1{,}2$$

Ecuación 2.59

2.8.3. DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

Cuando una columna se apoya sobre un cimiento o sobre una zapata, es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar la falla del concreto.

Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa base de acero a un área lo suficientemente grande de concreto.

Las placas base pueden soldarse directamente a la columna de acero, o bien por pequeños ángulos empernados o soldados como se indican en la siguiente figura

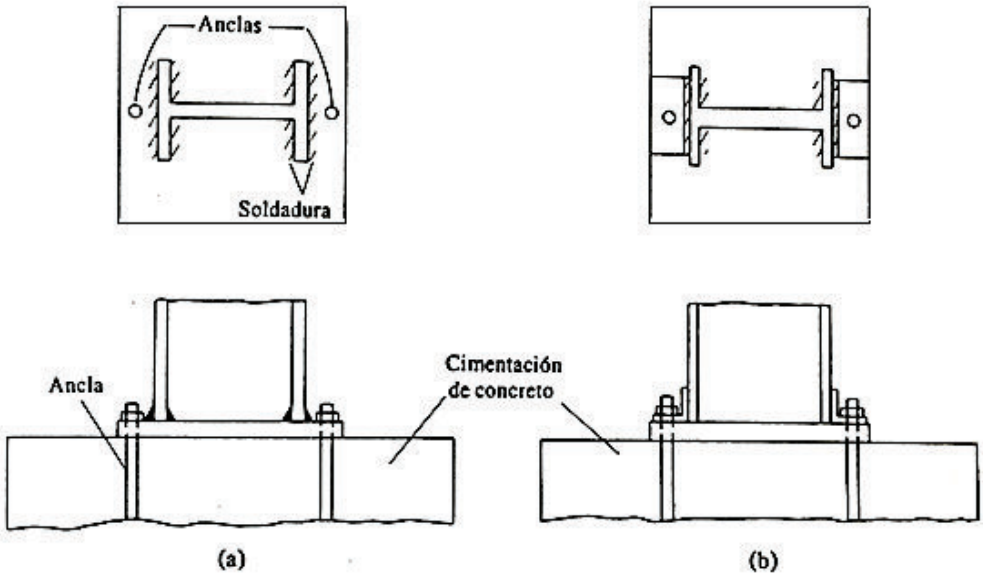


Figura 2.22 Cimentación de placas base

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Para garantizar que las cargas de las columnas se repartan uniformemente sobre su placa base, es fundamental que exista un buen contacto entre la columna y la placa. (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Para columnas pequeñas las placas pueden soldarse en el taller, pero para columnas grandes las placas se deben ser ubicadas por separado en el nivel correcto y luego deben ser fijadas con los pernos de anclaje.

Las placas base deben tener una superficie tal que garantice el contacto entre la columna y la placa, para lo cual se utilizan procesos de maquinado, las placas a las que se deben maquinar son aquellas que tienen un espesor de 2 pulgadas y hasta 4 pulgadas.

La correcta ubicación de las placas base es una etapa crítica en el montaje de una estructura, ya que su mala ubicación puede alterar seriamente el estado de esfuerzos de la estructura.

Una columna transfiere su carga a través de la placa base, si el área de soporte de concreto A_2 es mayor que el área de la placa A_1, la presión permisible será mayor.

Según la AISC se especifica dos presiones permisibles para los apoyos de concreto que se basan en la resistencia a compresión del concreto f_c' y en el porcentaje del área de soporte cubierta por la placa base.

Si toda el área A_2 de concreto queda cubierta por la placa base A_1 se define la carga permisible (P_p) con la siguiente ecuación:

$$P_p = 0{,}85 \cdot f_c' \cdot A_1$$

Ecuación 2.60

Si A_1 es menor que A_2 la carga permisible aumenta para lo cual se la multiplica por el factor $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$, el valor de $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ tiene un valor máximo de 2, entonces la carga permisible se define con la siguiente ecuación:

$$P_p = 0{,}85 \cdot f_c' \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1{,}7 \cdot f_c' \cdot A_1$$

Ecuación 2.61

Se debe tomar en cuenta que el área de la placa no debe ser menor que la profundidad de la columna multiplicada por el ancho de su patín:

$$A_{1\,min} = d * b_f$$

Ecuación 2.62

A continuación se definen las cargas y dimensiones principales de una placa base:

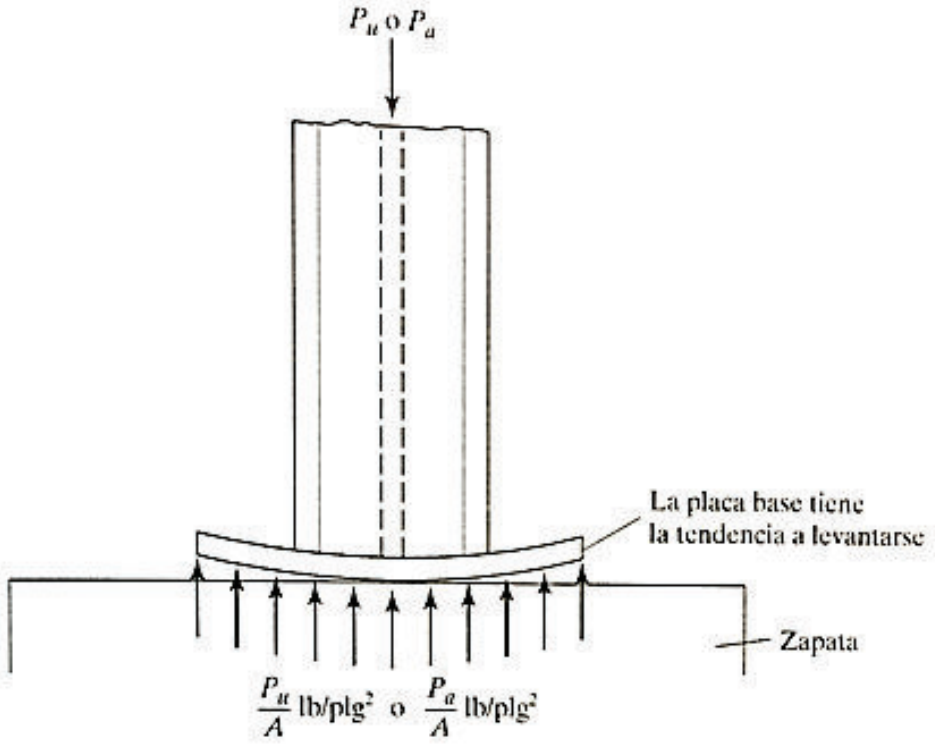


Figura 2.23 Cargas en una placa base

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

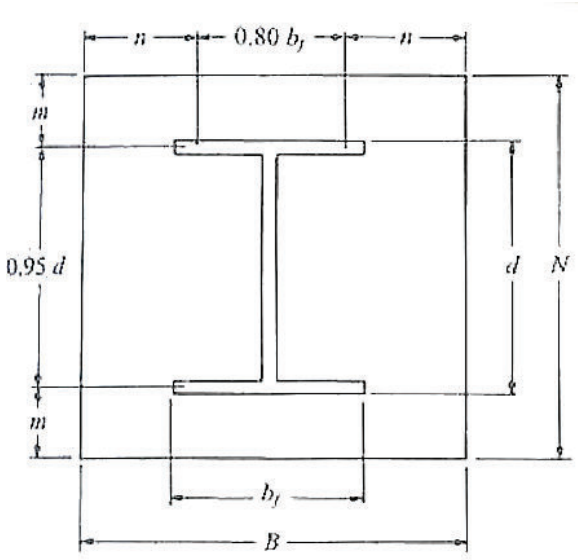


Figura 2.24 Perfil sobre la placa base

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Según el método ASD se considera un factor de seguridad de 2,31.

$$P_a = \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0{,}85 \cdot f_c' \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{\Omega_c}$$

Ecuación 2.63

$$A_1 = \frac{\Omega_c \cdot P_a}{0{,}85 \cdot f_c' \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$$

Ecuación 2.64

Una vez determinada A_1 se procede al cálculo de las dimensiones B y N de la placa a 1 o 2 pulgadas más cercanas, de tal manera que los valores de m y n sean aproximadamente iguales. La condición principal a cumplirse es $m = n$ para lo cual se debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

Ecuación 2.65

$$A_1 = B \cdot N$$

Ecuación 2.66

$$\Delta = 0{,}5 \cdot \left(0{,}95 \cdot d - 0{,}80 \cdot b_f\right)$$

Ecuación 2.67

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

Ecuación 2.68

$$B \approx \frac{A_1}{N}$$

Ecuación 2.69

Una vez definidas todas las dimensiones de la placa base se procede al cálculo del espesor requerido para la placa. Según Thornton el espesor de la placa se lo puede definir con el valor máximo ℓ:

$$\ell = \max(m, n\ o\ \lambda n')$$

Ecuación 2.70

Para una aplicación práctica Thornton propone que es permisible suponer conservadoramente definir al valor λ como 1,0 en todos los casos, entonces el valor de n' se obtiene de la siguiente forma:

$$n' = \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4}$$

Ecuación 2.71

Los valores de m y n se los puede determinar basando en la figura de la placa base. El espesor requerido se lo obtiene igualando al momento resistente con el momento de flexión máximo de la placa, por lo tanto la expresión que sirve para el cálculo del espesor según el método ASD con un factor de seguridad de 1,67 es:

$$t_{req} = \ell \sqrt{\frac{3{,}33 \cdot P_a}{F_y \cdot B \cdot N}}$$

Ecuación 2.72

2.8.4. DISEÑO DE PLACAS DE APOYO PARA VIGAS

Cuando los extremos de las vigas están apoyadas directamente en el concreto es necesario distribuir las reacciones por medio de placas de apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa de apoyo sobre el concreto, y que este reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción R_a dividirá para el área de la placa A_1; ésta presión tiende a doblar hacia arriba a la placa y al patín de la viga. La AISC recomienda que se considere que la placa de apoyo toma el momento flexionante total producido y que la sección crítica para el momento se encuentre a una distancia k del eje longitudinal de la viga. La distancia k es la misma que la distancia de la cara exterior del patín al límite del filete del alma. (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

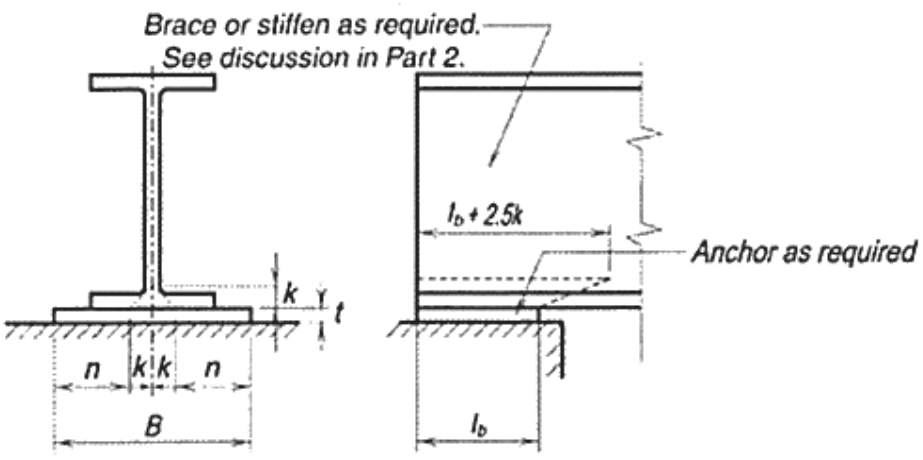


Figura 2.25 Dimensiones principales Placa Base

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

La sección plástica de la placa (Z) se la calcula de la siguiente manera:

$$Z = \frac{t^2}{4}$$

Ecuación 2.73

Donde:

Z: Sección plástica de la placa.

t: Espesor de la placa.

El momento admisible en la placa para el método ASD se lo calcula de la siguiente manera:

$$M_a = \frac{F_y \cdot Z}{\Omega_B}$$

Ecuación 2.74

Donde:

M_a: Momento admisible

Z: Sección Plástica.

$\Omega_B = 1{,}67$

Según la AISC se especifica dos presiones permisibles para los apoyos de concreto que se basan en la resistencia a compresión del concreto f_c' y en el porcentaje del área de soporte cubierta por la placa base.

Si toda el área A_2 de concreto queda cubierta por la placa base A_1 se define la carga permisible (P_p) con la siguiente ecuación:

$$P_p = 0{,}85 \cdot f_c' \cdot A_1$$

Ecuación 2.75

Si A_1 es menor que A_2 la carga permisible aumenta, para lo cual se la multiplica por el factor $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$, el valor de $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ tiene un valor máximo de 2, entonces la carga permisible se define con la siguiente ecuación:

$$P_p = 0{,}85 \cdot f_c' \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1{,}7 \cdot f_c' \cdot A_1$$

Ecuación 2.76

Tomando un criterio conservador el área de la placa se la puede determinar dividiendo la reacción permisible para la resistencia al aplastamiento del concreto cuando el área de la placa cubre toda el área del concreto:

$$A_1 = \frac{\Omega_c \cdot R}{0{,}85 \cdot f_c'}$$

Ecuación 2.77

Donde:

Ω_c: Factor de seguridad para el concreto: 2,31.

R: Reacción en la viga.

f_c': Resistencia del concreto.

Después de determinar el área de la placa, se seleccionan su longitud (paralela a la viga) y su ancho. Se debe revisar la fluencia local del alma y el aplastamiento del alma.

Para revisar fluencia y aplastamiento del alma es conveniente utilizar las contantes presentadas en la parte 9.3 de la AISC:

$$R_1 = 2{,}5 \cdot k \cdot F_{yw} \cdot t_w$$

Ecuación 2.78

$$R_2 = F_{yw} \cdot t_w$$

Ecuación 2.79

$$R_3 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

Ecuación 2.80

$$R_4 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \left(\frac{3}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

Ecuación 2.81

$$R_5 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

Ecuación 2.82

$$R_6 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \left(\frac{4}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

Ecuación 2.83

Donde:

F_{yw}: Esfuerzo de fluencia del alma.

t_w: Espesor del alma.

t_f: Espesor de un patín.

d: Peralte del perfil.

E: Constante de la elasticidad.

k: Distancia entre la cara exterior del patín hasta el filete del alma.(k_{des})

2.8.4.1. Revisión de fluencia en el alma

Según la AISC en su sección 9.4 se revisa fluencia en el alma considerando que la reacción se aplica directamente en el extremo de la viga, x es la ubicación de la carga concentrada con respecto al final del miembro estructural $(x \leq d)$, el factor de seguridad con el que se trabaja es $\Omega = 1{,}50$:

$$R_a = \frac{R_n}{\Omega} = \frac{R_1}{\Omega} + l_b \left(\frac{R_2}{\Omega}\right)$$

Donde:

R_a: Reacción permisible.

R_n: Reacción nominal.

l_b: Longitud máxima de apoyo.

2.8.4.2. Revisión del aplastamiento del alma

Según la AISC en su sección 9.4 se revisa fluencia en el alma considerando que la reacción se aplica directamente en el extremo de la viga $(x \leq d)$, el factor de seguridad con el que se trabaja es $\Omega = 2{,}00$.

Cuando $\frac{l_b}{d} \leq 0{,}2$

$$R_a = \frac{R_n}{\Omega} = \frac{R_3}{\Omega} + l_b \cdot \left(\frac{R_4}{\Omega}\right)$$

Ecuación 2.84

Cuando $\frac{l_b}{d} > 0{,}2$

$$R_a = \frac{R_n}{\Omega} = \frac{R_5}{\Omega} + l_b \cdot \left(\frac{R_6}{\Omega}\right)$$

Ecuación 2.85

Una vez revisado los estados de falla del alma se procede al cálculo del espesor de la placa:

$$n = \frac{B}{2} - k$$

Ecuación 2.86

$$t_{requerido} = \sqrt{\frac{2 \cdot R \cdot n^2 \cdot \Omega_b}{A_1 \cdot F_y}}$$

Ecuación 2.87

2.8.5. DISEÑO DE JUNTAS SOLDADAS

Para el diseño de uniones o juntas entre elementos estructurales existen varios métodos, pero el más utilizado para estructuras metálicas es por medio de procesos de soldadura. El proceso de soldadura se basa principalmente en la unión de dos elementos metálicos mediante la aplicación de calor con o sin material de aporte, generalmente cuando lo elementos a soldar son de gran espesor se utiliza material de aporte.

2.8.5.1. Tipos de juntas

El propósito de una junta soldada es unir dos perfiles estructurales, los principales factores a considerar en una junta soldada son:

2.8.5.1.1. Tipo de Junta

La forma en que se van a conectar los miembros estructurales.

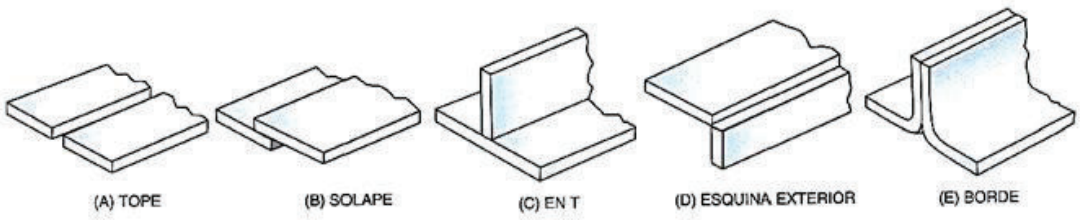


Figura 2.26 Tipos de juntas

FUENTE: (Jeffus, 2009)

2.8.5.1.2. Preparación del Borde

Las superficies de los elementos que forman parte de una junta soldada se le da una forma tal que la unión de los elementos sea la más segura posible.

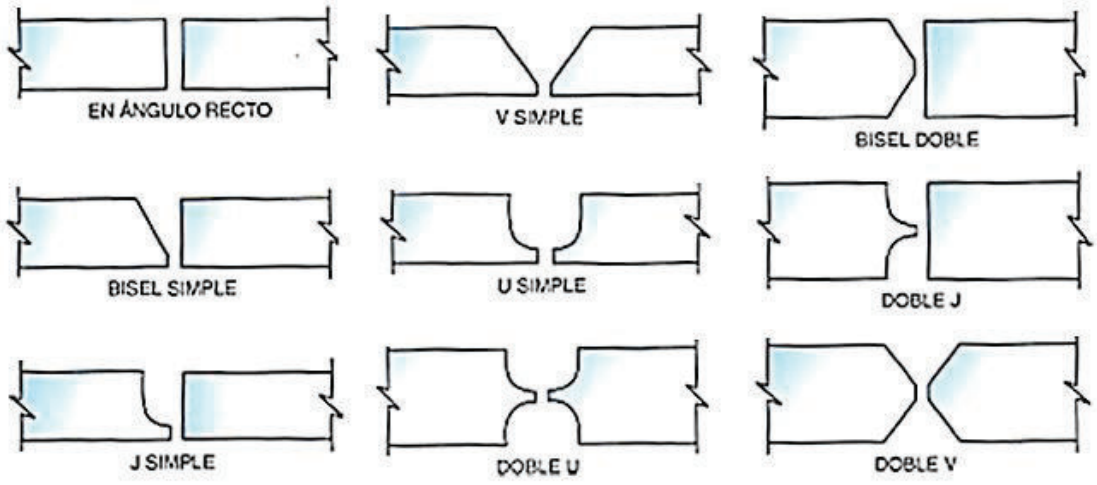


Figura 2.27 Tipos de bordes

FUENTE: (Jeffus, 2009)

2.8.5.1.3. Dimensiones de la junta

La profundidad, el ángulo de preparación y el espaciado son algunos de los aspectos principales en las juntas soldadas.

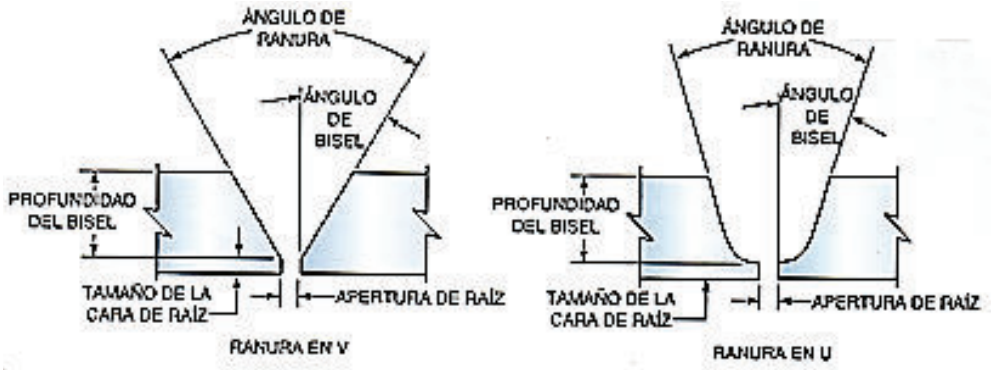


Figura 2.28 Dimensiones de la junta

FUENTE: (Jeffus, 2009)

2.8.5.2. Posiciones de Soldadura

La AWS ha dividido a la soldadura de placas en 4 tipos de soldadura según la posición de la junta, estas posiciones se detallan a continuación:

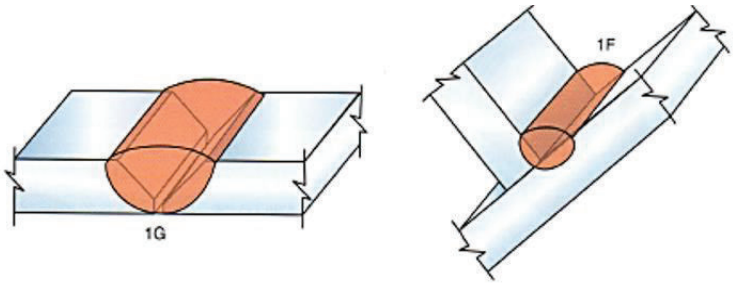


Figura 2.29 Posición plana (G: ranura) (F: filete)

FUENTE: (Jeffus, 2009)

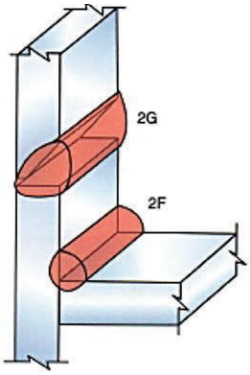


Figura 2.30 Posición horizontal (G: ranura) (F: filete)

FUENTE: (Jeffus, 2009)

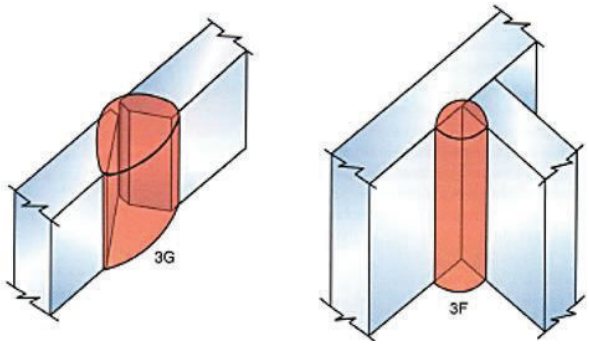


Figura 2.31 Posición vertical (G: ranura) (F: filete)

FUENTE: (Jeffus, 2009)

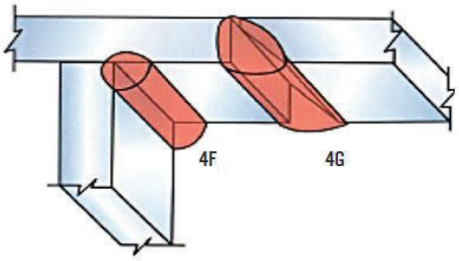


Figura 2.32 Posición sobre cabeza (G: ranura) (F: filete)

FUENTE: (Jeffus, 2009)

2.8.5.3. Clasificación de electrodos según AWS

Según AWS los electrodos utilizados para los procesos de soldadura se clasifican según las propiedades del material del electrodo y su utilización en la práctica, la especificación de los electrodos se presenta a continuación:

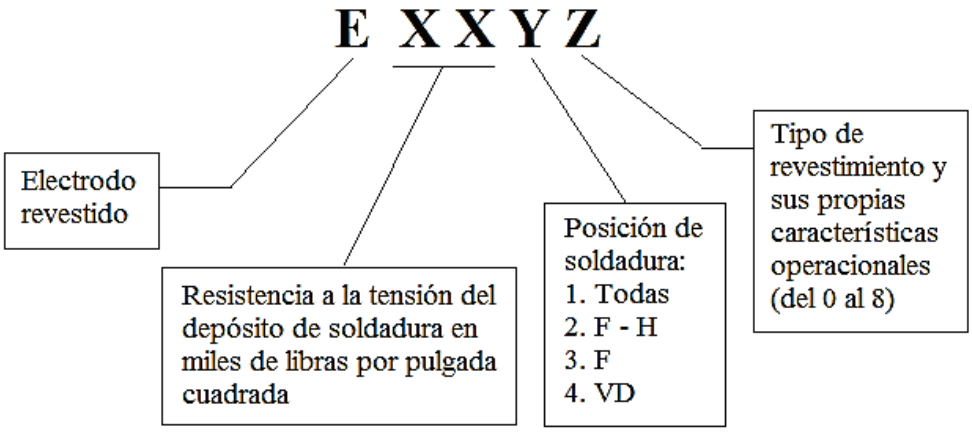


Figura 2.33 Posición sobre cabeza (G: ranura) (F: filete)

FUENTE: (Jeffus, 2009)

2.8.5.3.1. Ejemplo electrodo E 6011

Electrodo revestido. Resistencia a la tracción mínima 60000 lb/pulg^2. Para soldar en toda posición. Para corriente alterna y CC(+), electrodo al polo positivo.

2.8.5.4. Soldadura de Ranura

Cuando la soldadura de ranura está sometida a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura es igual a la carga dividida para el área transversal neta de la soldadura. Este tipo de soldadura soporta de mejor manera el impacto y los esfuerzos de fatiga, pero desde el punto de vista práctico la soldadura de ranura no es la preferida debido a que debido a la configuración geométrica de las estructuras la soldadura de filete es la más utilizada.

2.8.5.5. Soldadura de Filete

Según las pruebas realizadas se ha demostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y compresión que al corte, por lo tanto para el diseño de soldadura de filete los esfuerzos principales a analizar son los esfuerzos cortantes.

2.8.5.5.1. Resistencia de soldadura

El esfuerzo en una soldadura de filete se considera igual a la carga dividida para el área neta o área efectiva de la garganta. Para poder determinar de manera correcta la resistencia de la soldadura se debe tomar en cuenta las propiedades del material de aporte

Para determinar la resistencia de diseño de la soldadura se toma el menor de los valores de la resistencia del material base determinada según los estados límite de fractura y la resistencia del material de la soldadura, estos valores se los determina de la siguiente forma (AISC,2010):

- Para el material Base:

$$R_n = F_{nBM} \cdot A_{BM}$$

Ecuación 2.88

- Para el material de la soldadura:

$$R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Ecuación 2.89

Donde:

F_{nBM} : Esfuerzo nominal en el material base.

A_{BM}: Área neta del material base.

F_{nw} : Esfuerzo nominal en la soldadura.

A_{nw}: Área neta de la soldadura.

La siguiente tabla proporciona los valores necesarios para la correcta aplicación de estas fórmulas:

Tabla 2.14 Fuerza permitida para juntas soldadas

TABLE J2.5
Available Strength of Welded Joints, ksi (MPa)

Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{nBM} or F_{nw}) ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}) in.² (mm²)	Required Filler Metal Strength Level [a][b]
COMPLETE-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS					
Tension Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used. For T- and corner joints with backing left in place, notch tough filler metal is required. See Section J2.6.
Compression Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal				Filler metal with a strength level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.
Tension or compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
Shear	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used.[c]

PARTIAL-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS INCLUDING FLARE V-GROOVE AND FLARE BEVEL GROOVE WELDS					
Tension Normal to weld axis	Base	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	See J4	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	See J2.1a	
Compression Column to base plate and column splices designed per Section J1.4(1)	Compressive stress need not be considered in design of welds joining the parts.				
Compression Connections of members designed to bear other than columns as described in Section J1.4(2)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	See J4	
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	See J2.1a	
Compression Connections not finished-to-bear	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	See J4	
	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90F_{EXX}$	See J2.1a	
Tension or compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
Shear	Base	Governed by J4			
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	See J2.1a	
FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T–JOINTS					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$[d]	See J2.2a	
Tension or compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
PLUG AND SLOT WELDS					
Shear Parallel to faying surface on the surface on the effective area	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	See J2.3a	

[a] For matching weld metal see AWS D1.1/D1.1M, Section 3.3.
[b] Filler metal with a strength level one strength level greater than matching is permitted.
[c] Filler metals with a strength level less than matching may be used for groove welds between the webs and flanges of built-up sections transferring shear loads, or in applications where high restraint is a concern. In these applications, the weld joint shall be detailed and the weld shall be designed using the thickness of the material as the effective throat, where $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ and $0.60F_{EXX}$ is the nominal strength.
[d] Alternatively, the provisions of Section J2.4(a) are permitted provided the deformation compatibility of the various weld elements is considered. Sections J2.4(b) and (c) are special applications of Section J2.4(a) that provide for deformation compatibility.

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

Como ya se mencionó anteriormente la soldadura de filete es la más utilizada, según la AISC en su sección J-2 el área efectiva de una soldadura de filete:

$$A_{we} = L_{we} \cdot t$$

Ecuación 2.90

Donde:

A_{we}: Área neta de la soldadura.

L_{we}: Longitud de la soldadura.

t: Garganta.

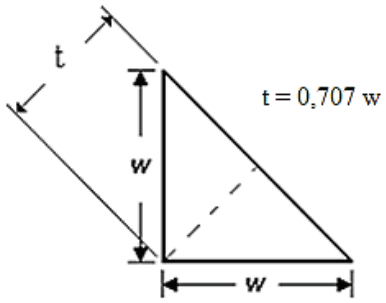


Figura 2.34 Posición sobre cabeza (G: ranura) (F: filete)

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

Reemplazando en la ecuación anterior:

$$A_{we} = L_{we} \cdot 0{,}707\ w$$

Ecuación 2.91

Donde:

w: Tamaño de la pierna de la soldadura

La AISC, en su sección J-2.2b, indica los valores mínimos para el tamaño de la pierna de la soldadura según el espesor del material base.

Tabla 2.15 Fuerza permitida para juntas soldadas

TABLE J2.4
Minimum Size of Fillet Welds

Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, [a] in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)

[a] Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used.
Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

La AISC especifica los electrodos más recomendables según el tipo de material base:

Tabla 2.16 Fuerza permitida para juntas soldadas

Base Metal		Matching Filler Metal
A36 ≤ 3/4 in. thick		60 & 70 ksi filler metal
A36 > 3/4 in. A588* A1011	A572 (Gr. 50 & 55) A913 (Gr. 50) A992 A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Other processes: 70 ksi filler metal
A913	(Gr. 60 & 65)	80 ksi filler metal

*For corrosion resistance and color similar to the base metal, see AWS D1.1/D1.1M, subclause 3.7.3.

Notes:
Filler metals shall meet the requirements of AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 or A5.29.
In joints with base metals of different strengths, use either a filler metal that matches the higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit.

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

La recomendación se basa en un análisis de soldabilidad de los materiales base. Además de las recomendaciones presentadas en la AISC se deben tomar en cuenta las siguientes restricciones:

I. La longitud mínima de la soldadura no debe ser menor que 4 veces la longitud nominal de la pierna de la soldadura. Si la condición anterior no se cumple, el tamaño de la pierna de la soldadura que se considera efectiva se debe reducir a ¼ de la longitud de la soldadura.
II. El tamaño nominal de la pierna de la soldadura de filete, en materiales base cuyo espesor sea menor a ¼ de pulgada, debe ser igual al espesor del material base. Para materiales con espesores mayores a ¼ de pulgada, el tamaño máximo de la pierna de la soldadura de ser igual al espesor del material base menos $^1/_{16}$ de pulgada. En materiales con espesores mayores a ¼ de pulgada, se recomienda terminar la soldadura a una distancia de 1/16 de pulgada del borde del material base para una fácil verificación de las dimensiones de la soldadura.
III. Para juntas traslapadas, la cantidad mínima de traslape permitida es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada que se va a unir, pero no debe ser menor a 1 pulgada, con el propósito de evitar un giros excesivos en la junta.
IV. Si la longitud real (l) de una soldadura de filete cargada en el extremo es menor que 100 veces el tamaño de la pierna (w), la AISC establece que es necesario utilizar un factor de disminución de longitud (β) debido a las variaciones de esfuerzos a lo largo de la soldadura.

$$\beta = 1{,}2 - 0{,}002 \cdot \left(\frac{l}{w}\right) \leq 1{,}0$$

Ecuación 2.92

Si la longitud real de la soldadura es mayor a 300 w, la longitud efectiva se la toma como 180 w.

Para el diseño de soldadura es necesario revisar las resistencias a la fluencia y a la fractura de los elementos a unir.

$$R_n = F_y \cdot A_g$$

Ecuación 2.93

Donde:

R_n: Resistencia a la fluencia a tensión de los elementos.

F_y: Límite de fluencia a tensión del material.

A_g: Sección transversal del elemento a conectar.

También es necesario revisar la resistencia a la fractura por tensión del elemento a conectar:

$$R_u = A_e \cdot F_u$$

Ecuación 2.94

Donde:

R_u: Resistencia a la fractura a tensión de los elementos.

F_u: Límite de fractura a tensión del material.

A_e: Área efectiva del elemento a conectar.

$$A_e = U \cdot A_g$$

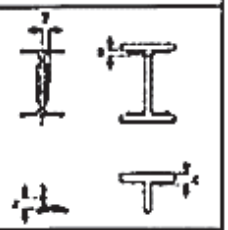
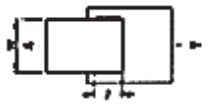
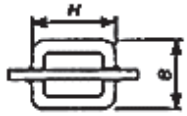
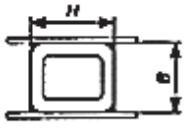
Ecuación 2.95

Donde:

U: Factor de cortante para conexiones a tensión. AISC tabla D3.1.

Tabla 2.17 Fuerza permitida para juntas soldadas

TABLE D3.1
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members

Case	Description of Element		Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).		$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds or by longitudinal welds in combination with transverse welds. (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used. For angles, Case 8 may be used.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and A_n = area of the directly connected elements	—
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.		$l \geq 2w \ldots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \ldots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \ldots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate		$l \geq 1.3D \ldots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f \geq 2/3d \ldots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \ldots U = 0.85$	—
		with web connected with 4 or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	—

8	Single and double angles (If U is calculated per Caso 2, the larger value is permitted to be used.)	with 4 or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$	——
		with 3 fasteners per line in the direction of loading (With fewer than 3 fasteners per line in the direction of loading, use Caso 2.)	$U = 0.60$	——
l = length of connection, in. (mm); w = plate width, in. (mm); $\bar{x}$ = eccentricity of connection, in. (mm); B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)				

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

2.8.5.5.2. Diseño de soldaduras con carga no paralela al eje

La AISC define a la resistencia de una soldadura cargada transversalmente de la siguiente forma:

$$F_{nw} = 0{,}6 \cdot F_{EXX} \cdot [1{,}0 + 0{,}50 \cdot (\sin\theta)^{1{,}5}]$$

Ecuación 2.96

Donde:

θ: Ángulo entre el eje paralelo a la soldadura y la línea de acción de la fuerza.

Para la aplicación de esta ecuación se tiene Ω=2,00 según el método ASD, se observa claramente que la resistencia de la soldadura crece en función del ángulo θ.

2.8.5.5.3. Diseño de conexiones con soldaduras de filete longitudinal y transversal

Para diseñar una conexión soldada con dos soldaduras longitudinales y una transversal, en primer lugar se define la resistencia nominal de las soldaduras longitudinales y de la soldadura transversal de la siguiente manera, para posteriormente evaluar las siguientes ecuaciones:

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt}$$

Ecuación 2.97

O

$$R_n = 0{,}85 \cdot R_{nwl} + 1{,}5 \cdot R_{nwt}$$

Ecuación 2.98

Donde:

R_{nwl}: es la resistencia de la soldadura nominal de la soldadura longitudinal y lo calcula de la siguiente manera:

$$R_{nwl} = R_{wl} = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Ecuación 2.99

Mientras que R_{nwt} es la resistencia nominal total de la soldadura con carga transversal.

$$R_{nwt} = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Ecuación 2.100

2.8.5.5.4. Soldaduras cargadas con excentricidad normal al plano de las soldaduras.

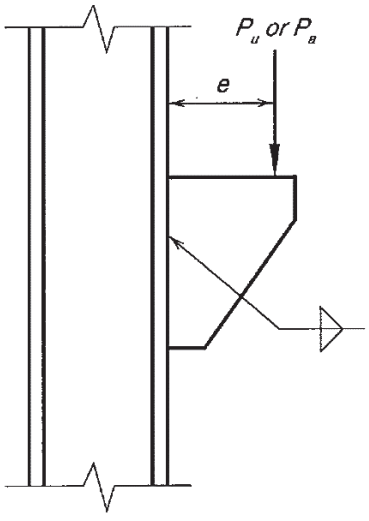


Figura 2.35Soldadura con excentricidad normal al plano

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

Las soldaduras sometidas a cargas excéntricas normales al plano de las soldaduras soportan tensión sobre su eje neutro y compresión bajo su eje neutro, además soportan esfuerzos cortantes puros generados por la carga aplicada. El momento normal al plano de las soldaduras es igual a $M = P_a \cdot e$ siendo e la excentricidad normal al plano de las soldaduras.

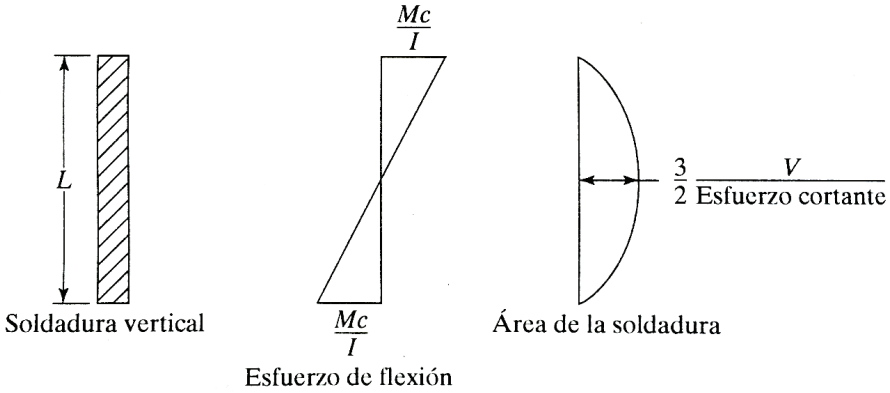


Figura 2.36 Esfuerzos presentes en la soldadura

FUENTE: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Para el dimensionamiento de soldaduras que están sometidos a corte y compresión se utiliza un factor de seguridad Ω= 2,00 según la AISC en su sección 8. El esfuerzo en flexión que soportan las soldaduras se lo define de la siguiente manera:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I}$$

Ecuación 2.101

Donde:

f_b: Esfuerzo en flexión.

M: Momento normal al plano de las soldaduras

$M = P_a \cdot e$.

c: Distancia desde el extremo de la soldadura hasta su eje neutro.

$I = 0{,}707 \cdot w \cdot I_u$

Mientras que el esfuerzo cortante que soporta la soldadura se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$f_v = \frac{P}{A}$$

Ecuación 2.102

Donde:

f_v: Esfuerzo cortante.

P: Carga aplicada.

A: Área de la soldadura.

Una vez definidos los esfuerzos presentes en la soldadura se procede al cálculo del esfuerzo resultante, con la siguiente ecuación:

$$f_r = \sqrt{{f_b}^2 + {f_v}^2}$$

Ecuación 2.103

Una vez definido el esfuerzo resultante se procede a calcular el tamaño requerido de la soldadura, los esfuerzos calculados de flexión y corte están en función de w y por lo tanto el esfuerzo total resultante también lo está, para el diseño de la soldadura la AISC recomienda en la tabla J2.5 que el factor de seguridad sea igual a 2,00, el cual se lo calcula de la siguiente manera:

$$\Omega = \frac{f_r}{(0{,}60 \cdot F_{EXX})}$$

Ecuación 2.104

Debido a que f_r es una función de w simplemente se reemplazara todos los valores y se obtiene el valor recomendado de w.

Donde:

F_{EXX}: Resistencia del electrodo.

Las dimensiones de la soldadura de filete son:

$$tamaño\ de\ la\ soldadura\ o\ garganta\ (t)$$

$$t = 0{,}707 \cdot w$$

Ecuación 2.105

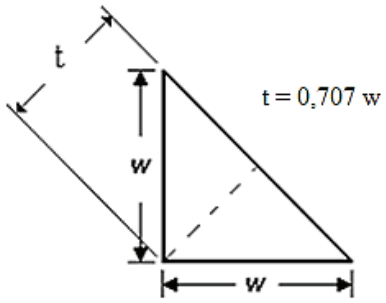
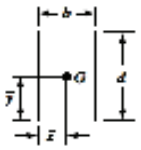
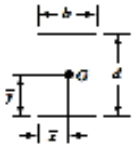
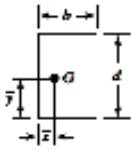
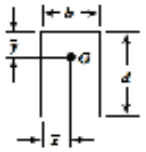
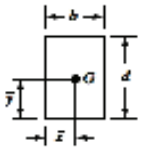
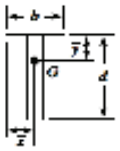
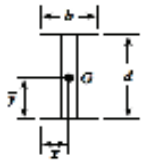


Figura 2.37 Tamaño de la garganta de soldadura

FUENTE: (AISC, Steel Construction Manual, 2011)

A continuación se presentan los momentos de inercia unitarios para las diferentes configuraciones de soldaduras, en esta figura h es el valor de la pierna es decir h=w.

:

Weld	Throat Area	Location of G	Unit Second Moment of Area
	$A = 0.707hd$	$\bar{x} = 0$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{12}$
	$A = 1.414hd$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{6}$
	$A = 1.414hd$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{bd^2}{2}$
	$A = 0.707h(2b + d)$	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{12}(6b+d)$
	$A = 0.707h(b + 2d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$I_u = \frac{2d^3}{3} - 2d^2\bar{y} + (b+2d)\bar{y}^2$
	$A = 1.414h(b + d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{6}(3b+d)$
	$A = 0.707h(b + 2d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$I_u = \frac{2d^3}{3} - 2d^2\bar{y} + (b+2d)\bar{y}^2$
	$A = 1.414h(b + d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{6}(3b+d)$
	$A = 1.414\pi hr$		$I_u = \pi r^3$

*I_u, unit second moment of area, is taken about a horizontal axis through G, the centroid of the weld group, h is weld size, the plane of the bending couple is normal to the plane of the paper and parallel to the y-axis; all welds are of the same size.

Figura 2.38 Propiedades flexionantes de las soldaduras de filete

CAPÍTULO III

3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

3.1. ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

3.1.1. DIMENSIONES DE LA AMPLIACIÓN HOSPITAL MILITAR QUITO

Área terraza: 1024,0 m^2

Perímetro terraza: 176,0 m^2

3.1.2. DATOS DE LOS MATERIALES

$f_c = 282\ Kg/cm^2$ Según planos estructurales

$f_y = 2800\ Kg/cm^2$

$E_C = 15000 \cdot (P_C)^{0,5} = 251892{,}83\ Kg/cm^2$

$E_C\ agriet = 0{,}4 \cdot E_C = 100757{,}13\ Kg/cm^2$

3.1.3. CONSIDERACIONES DE CARGA

$C\ Muerta = 700\ Kg/m^2$ Entrepiso

$C\ Muerta = 600\ Kg/m^2$ Disminución por retiro de material

$C\ Muerta = 100\ Kg/m^2$ Sobrecarga por estructura metálica

$C\ Viva = 200\ Kg/m^2$ Entrepiso

$C\ Viva = 150\ Kg/m^2$ Cubierta inaccesible

$C\ Viva = 50\ Kg/m^2$ Adicional para hacerla accesible

3.1.4. ESTADOS DE CARGA (RESISTENCIA REQUERIDA)

$U = 1{,}4D + 1{,}7L$

$U = 1{,}05D + 1{,}275L + 1{,}403\ Ex$

$U = 1{,}05D + 1{,}275L - 1{,}403$

$U = 1{,}05D + 1{,}275L + 1{,}403\ Ey$

$U = 1{,}05D + 1{,}275L - 1{,}403\ Ey$

Según ACI 318S-05 (9.2)[1]

Donde:

D: carga muerta

L: carga viva

E: carga sísmica

3.1.5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

$q_{suelo} = 30\ \ ton/m^2$

[1] Ver ANEXO 1

3.1.6. CIMETACIÓN HOSPITAL MILITAR

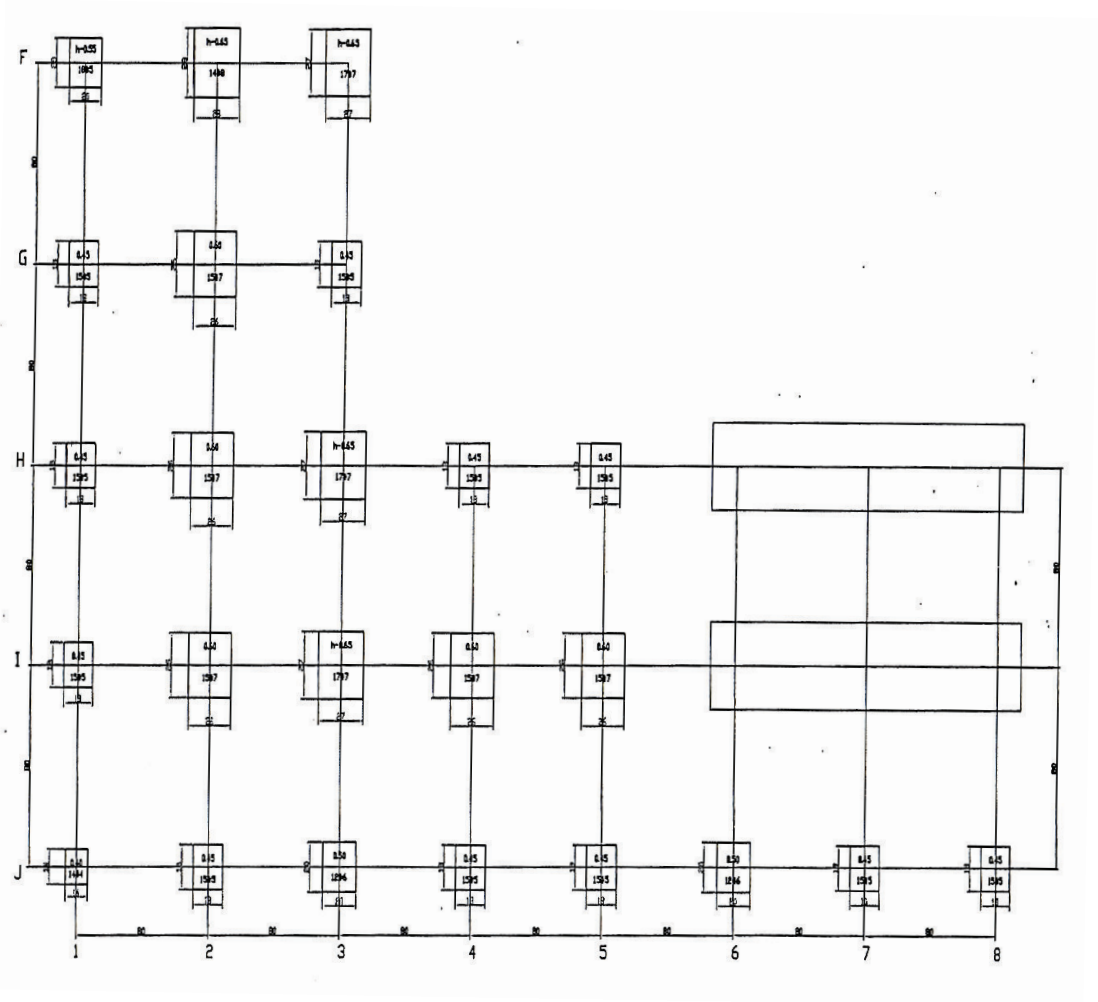


Figura 3.1 Cimentación Hospital Militar

FUENTE: Estudio preliminar para la ampliación de quirófanos

3.2. ANTECEDENTES DE LA PRIMERA AMPLIACIÓN

En el año 2009 se realizó el diseño para la ampliación de la estructura del Hospital Militar; en ésta se consideró el área total de la terraza donde se ubicó una parte de nuevos quirófanos de alta tecnología; el área total de ampliación es de 1024 m^2, de los cuales solo fue necesario la construcción de 384 m^2, la cual se denomina primera ampliación de la estructura del Hospital Militar en el área de quirófanos.

A continuación se muestra la configuración de la primera ampliación, tomando en cuenta el dimensionamiento y espaciamiento de las columnas de concreto pertenecientes a la estructura de la edificación antigua.

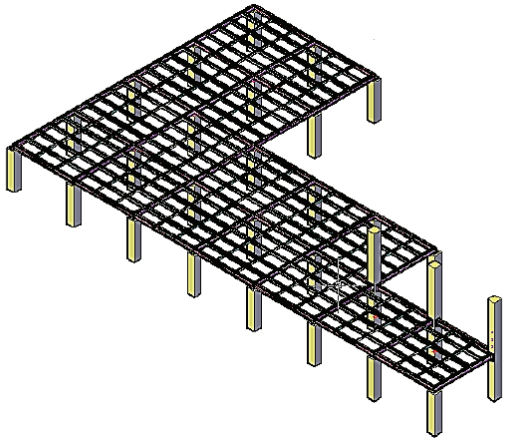


Figura 3.2 Esquema de ampliación del reticulado

FUENTE: (Ortega, 2009)

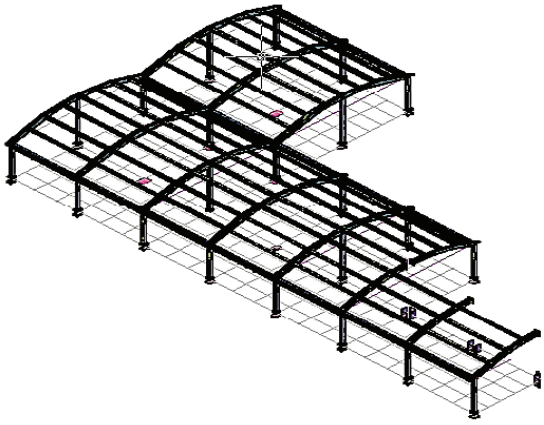


Figura 3.3 Esquema de la ampliación de los pórticos

FUENTE: (Ortega, 2009)

El diseño planteado, propone la utilización de una estructura de arco con alma llena para los pórticos, y el piso una losa alivianada con placa colaborante. El diseño está basado en la AISC (American Institute of Steel Construction), tomando en cuenta todas las cargas pertinentes para un correcto análisis estructural.

3.2.1. MATERIAL (PRIMERA AMPLIACIÓN)

Tomando en cuenta factores de diseño estructural, existencia en el mercado, tipo de soldadura, mano de obra, transporte y adquisición; se seleccionó como acero de la estructura al ASTM A-588, gracias a sus excelentes propiedades de resistencia se requieren elementos menos robustos por lo tanto es la mejor alternativa. Para elementos secundarios, que no requieren una gran resistencia se seleccionó el acero ASTM A-36, para reducir costos totales de la estructura.

3.2.2. PERFILES Y PARÁMETROS UTILIZADOS (PRIMERA AMPLIACIÓN)

3.2.2.1. Correas del techo

La carga ejercida por el techo se determina mediante el catálogo de Kubiec, tomando como material a utilizarse el kubimil (techo prefabricado)

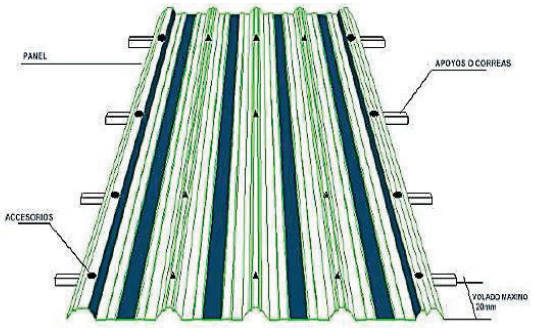


Figura 3.4 Esquema techo kubimil (Primera Ampliación)

FUENTE: (Ortega, 2009)

Con este techo prefabricado, se ha determinado la distancia para colocar las correas para que la carga sea uniforme en todo el pórtico. Se utilizan 7 correas con 2,05 m de separación.

El perfil utilizado para soportar las cargas del techo, fue tomado del catálogo de Dipac, con las siguientes características:

$$A = 200\ [mm]$$

$$B = 60\ [mm]$$

$$e = 6\ [mm]$$

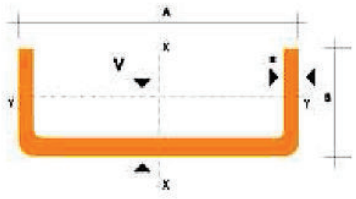


Figura 3.5 Perfil U – Correa del techo (Primera Ampliación)

FUENTE: (Ortega, 2009)

3.2.2.2. Arco del pórtico

Se decidió utilizar un perfil tipo I, que sea capaz de soportar las fuerzas que generan el techo, las correas del techo y efectos de sobrepeso como hielo, nieve, entre otros. El perfil escogido tiene las siguientes características:

$$h = 400\ [mm]$$

$$s = 250\ [mm]$$

$$g = 8\ [mm]$$

$$t = 15\ [mm]$$

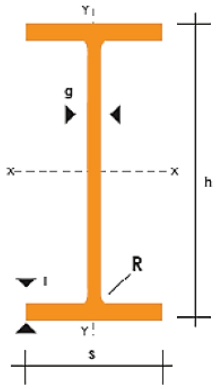


Figura 3.6 Perfil I – Arco del pórtico (Primera Ampliación)

FUENTE: (Ortega, 2009)

3.2.2.3. Columna principal del pórtico

El perfil utilizado para las columnas principales es un perfil cuadrado, mediante la construcción con dos perfiles tipo C, o tipo U, dando la forma adecuada. El perfil construido tiene la siguiente forma:

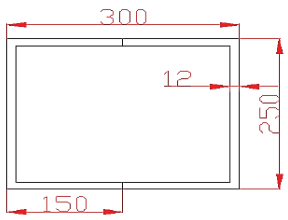


Figura 3.7 Perfil de la columna principal (Primera Ampliación)

FUENTE: (Ortega, 2009)

3.2.2.4. Reticulado del piso

El diseño del reticulado del piso se lo realiza con tres tipos de vigas: vigas principales, vigas secundarias y vigas transversales.

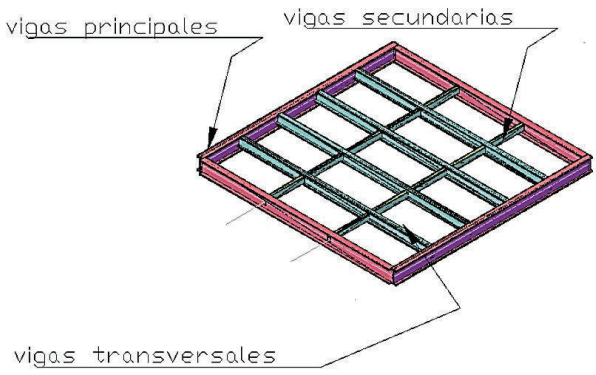


Figura 3.8 Esquema del reticulado

FUENTE: (Ortega, 2009)

El panel utilizado en la losa alivianada tiene un espesor de 0,76 milímetros. Todos estos elementos generan carga en las vigas antes mencionadas, por lo que es necesario que éstas sean robustas para que soporten grandes esfuerzos.

3.2.2.4.1. Perfil de la viga transversal

$$h = 350\ [mm]$$

$$s = 150\ [mm]$$

$$g = 6\ [mm]$$

$$t = 12\ [mm]$$

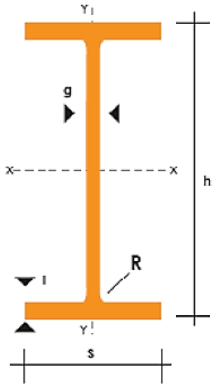


Figura 3.9 Perfil de la viga transversal (Primera Ampliación)

FUENTE: (Ortega, 2009)

3.2.2.4.2. Perfil de la viga principal

$$h = 500\ [mm]$$

$$s = 200\ [mm]$$

$$g = 10\ [mm]$$

$$t = 20\ [mm]$$

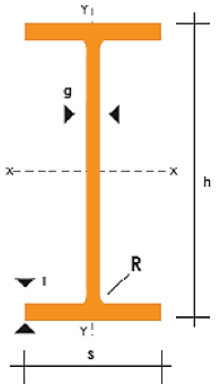


Figura 3.10 Perfil de la viga principal (Primera Ampliación)

FUENTE: (Ortega, 2009)

Los perfiles mencionados son los seleccionados para el diseño y construcción de la primera ampliación del hospital militar.

3.2.3. CONSTRUCCIÓN PRIMERA AMPLIACIÓN

La construcción de la primera ampliación no se la realizó en su totalidad, las áreas construidas están conformadas por dos estructuras separadas que tienen una superficie total de 384 m2.

- El área 1 ocupa una superficie de 256 m^2
- El área 2 ocupa una superficie de 128 m^2

En la

Figura 3.11 se muestra de colores diferentes las áreas construidas en la primera ampliación del Hospital Militar en el área de quirófanos.

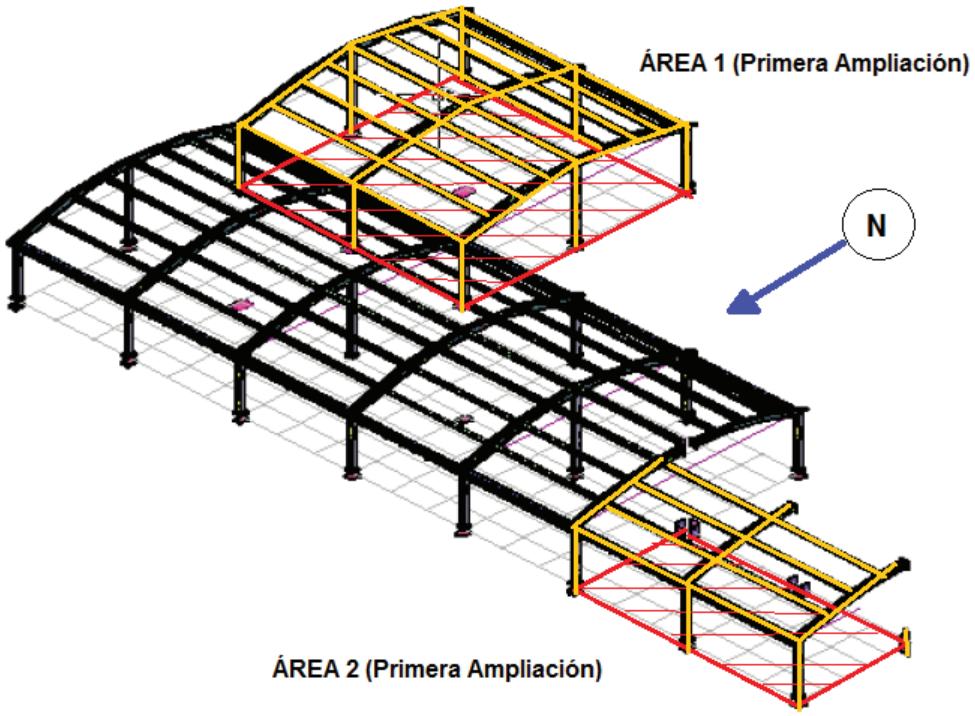


Figura 3.11 Construcción primera ampliación

FUENTE: (Ortega, 2009), modificado por Ana Gabriela Tapia Morales

3.2.3.1. Área 1 (Primera Ampliación)

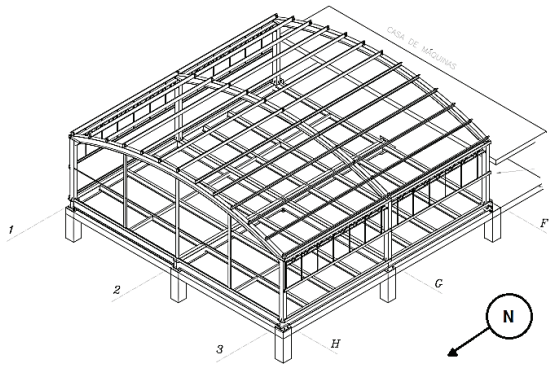


Figura 3.12 Área 1 (Primera Ampliación)

FUENTE: Planos As Built - Primera ampliación

Como se puede observar en la Figura 3.12, la estructura no fue construida como se indica en el diseño original, sino que se rotó 90 grados por requisitos de los quirófanos a instalarse.

Los quirófanos requieren de corredores amplios dentro de la edificación, por lo que fue necesaria la supresión de una columna, la cual impedía la configuración interna de los quirófanos y su correcta funcionalidad.

La solución a este problema, fue la rotación de la estructura, ya que así se logra evitar la construcción de la columna que impedía la correcta configuración interna.

3.2.3.2. Área 2 (Primera Ampliación)

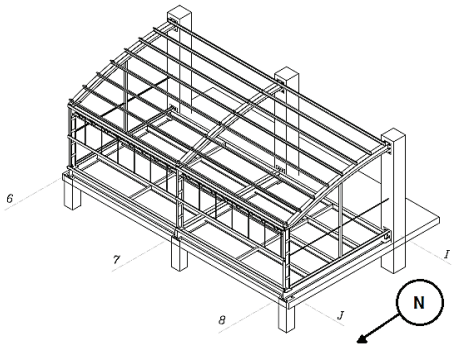


Figura 3.13 Área 2 (Primera Ampliación)

FUENTE: Planos As Built - Primera ampliación

3.2.4. ESTRUCTURA NO CONSTRUIDA DE LA PRIMERA AMPLIACIÓN

La sección no sombreada mostrada en la

Figura 3.11, pertenece a la estructura no construida de la primera ampliación de los quirófanos; el diseño y configuración de ésta área se encuentra estipulado en la tesis (Ortega, 2009, Diseño del sistema estructural para la ampliación de la edificación del Hospital Militar de Quito, en el área de quirófanos)

3.2.4.1. Simulación SAP2000 v15.1.0 Ultimate (Estructura no construida de la primera ampliación)

En el diseño realizado en el 2009 se encuentra el peso total de la estructura que equivale a los 1024 m^2 de construcción; para el presente proyecto de titulación se requiere datos y valores únicamente de la parte no construida que corresponde a la segunda ampliación; por lo que se procede a realizar una simulación basada en el diseño, selección de material y perfiles del proyecto de titulación (Ortega, 2009), se realiza una simulación en el software SAP2000 v15.1.0 Ultimate; donde se comprueba los estados de carga propuestos en el diseño, que se rigen bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). El principal objetivo de esta simulación es obtener el peso de los perfiles estructurales, sin tomar en cuenta peso de elementos secundarios y de acoples, utilizados para las juntas de la estructura

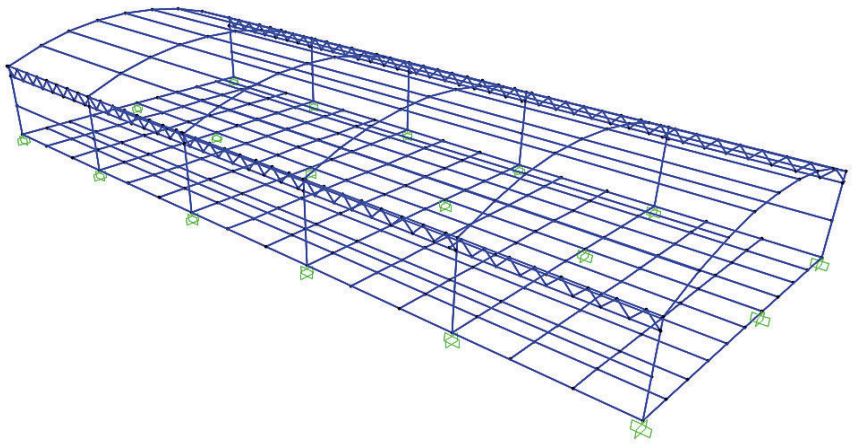


Figura 3.14 Configuración SAP2000 (Primera Ampliación)

FUENTE: Propia

3.2.4.1.1. Perfiles SAP2000 (Primera Ampliación)

Tabla 3.1 Dimensiones de perfiles (Primera Ampliación)

TABLE: Frame Section Properties 01 - General							
SectionName	**Shape**	**t3**	**t2**	**tf**	**tw**	**t2b**	**tfb**
Text	**Text**	**mm**	**mm**	**mm**	**mm**	**mm**	**mm**
ARCO 16m	I/Wide Flange	400	250	15	8	250	15
ARCO 22m	I/Wide Flange	400	250	15	8	250	15
CELOCIA CORREAS LATERALES	Angle	30	30	3	3		
COLUMNA PORTICO	Box/Tube	300	200	12	12		
CORREAS CUBIERTA 2C	Double Channel	200	120	6	6		
CORREAS CUBIERTA C	Channel	200	120	6	6		
CORREAS LATERALES	Channel	200	60	6	6		
VIGA PRINCIPAL	I/Wide Flange	500	200	20	10	200	20
VIGA SECUNDARIA	Box/Tube	200	100	5	5		
VIGA TRANSVERSAL	I/Wide Flange	300	150	12	6	150	12

FUENTE: Propia

3.2.4.1.2. Peso de la estructura faltante (Primera Ampliación)

Tabla 3.2 Peso de la estructura faltante – por perfiles utilizados

TABLE: Material List 2 - By Section Property		
Section	**NumPieces**	**TotalWeight**
Text	**Unitless**	**Kgf**
VIGA TRANSVERSAL	46	8081,84
VIGA PRINCIPAL	27	153,98
VIGA SECUNDARIA	100	4304,04
CORREAS LATERALES	24	5643,78
CORREAS CUBIERTA C	35	2784,97
CELOCIA CORREAS LAT.	156	21361,97
ARCO 16m	48	3641,96
COLUMNA PORTICO	12	15181,69

FUENTE: Propia

Tabla 3.3 Peso total de la estructura faltante (Primera Ampliación)

TABLE: Material List 1 - By Object Type			
ObjectType	**Material**	**TotalWeight**	**NumPieces**
Text	**Text**	**Kgf**	**Unitless**
Frame	A572Gr50	**61154,22**	448

FUENTE: Propia

CAPÍTULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Uno de los objetivos principales del proyecto de la segunda ampliación de la estructura del Hospital Militar de Quito en el área de quirófanos, es cumplir los requerimientos técnicos, estéticos y de funcionalidad, para satisfacer las necesidades solicitadas.

Al diseñar y dimensionar los componentes estructurales de la segunda ampliación de la edificación del Hospital Militar; se busca seleccionar elementos más livianos para minimizar la afectación en la estructura existente.

Debido a las modificaciones realizadas el momento de la construcción, se necesita un diseño alternativo para poder conectar las dos áreas ya construidas en la terraza de la edificación.

4.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La ampliación requerida para los quirófanos constituye un área total de 1024 m^2, de los cuales han sido construidos 384 m^2, el área restante corresponde a la segunda ampliación, para la cual se realiza el diseño alternativo de la estructura.

- El área 1 ocupa una superficie de 256 m^2 (Primera Ampliación)
- El área 2 ocupa una superficie de 128 m^2 (Primera Ampliación)
- El área restante ocupa una superficie de 640 m^2 (Segunda Ampliación)

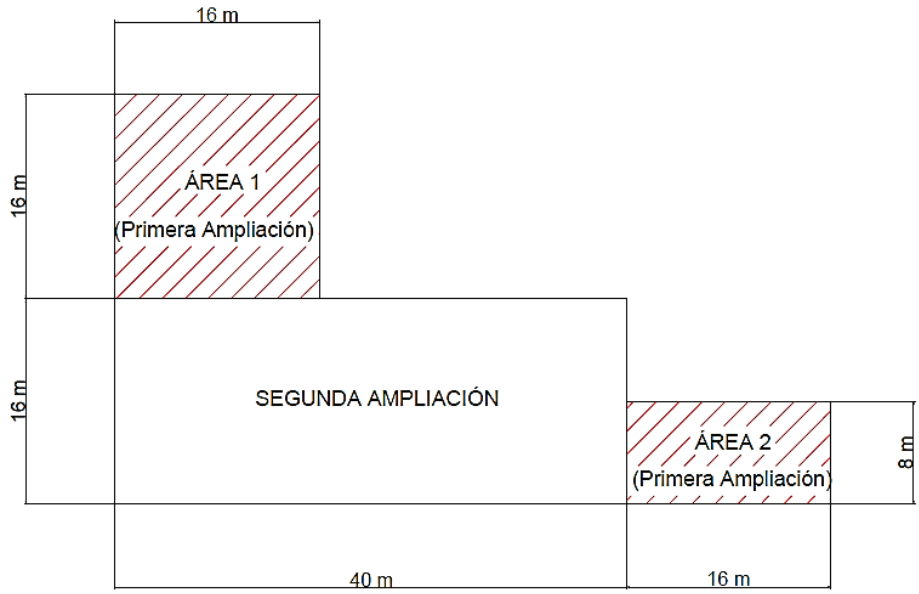


Figura 4.1 Dimensionamiento Segunda Ampliación.

FUENTE: Propia

4.1.2. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA DE LA SEGUNDA AMPLIACIÓN

La estructura de la segunda ampliación, al igual que la primera ampliación; propone la utilización de una estructura de arco con alma llena para los pórticos, y el piso una losa alivianada con placa colaborante.

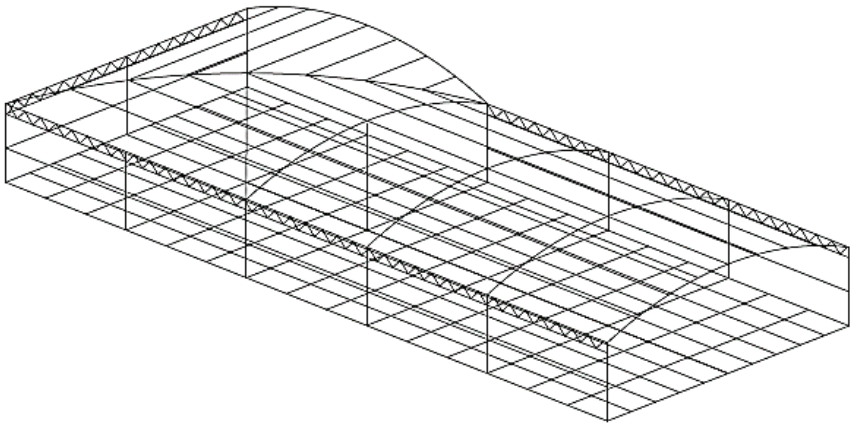


Figura 4.2 Esquema de la Segunda Ampliación

FUENTE: Propia

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

A lo largo de este proyecto las unidades utilizadas estarán en el sistema internacional (SI).

Para el desarrollo de cálculos de la estructura, se utilizará el software de diseño y simulación de estructuras SAP2000 v15.1.0 Ultimate. Al utilizar ésta herramienta, se requiere algunas premisas que el programa necesita, las que son detalladas en las siguientes secciones.

El código de diseño más actual en el software es **AISC360-05/IBC2006**, los diseños y consideraciones se basan en el presente código.

4.2.1. SELECCIÓN DEL MATERIAL ESTRUCTURAL

Las condiciones de trabajo a las que se somete la estructura son muy exigentes, ya que se trata de quirófanos de alta tecnología, que requieren mayor seguridad que el resto de la edificación del hospital. La estructura tiene que estar preparada para soportar catástrofes naturales y todas las cargas de diseño especiales para estructuras hospitalarias.

Al ser una edificación que requiere altos factores de seguridad, es importante que el acero con el que se va a construir sea de alta resistencia. Al mismo tiempo el acero estructural debe ser de fácil acceso y tener propiedades idóneas para la fabricación y montaje.

También hay que tomar en consideración la relación peso – costo, razón por la cual al elegir un acero más resistente se tiene ligeramente una disminución del peso de la estructura, sin obviar que al ser un acero estructural con mejores características, proporciona mayor seguridad y confiabilidad.

El acero seleccionado para elementos estructurales es el ASTM A-572 Grado 50, que tiene propiedades de alta resistencia a esfuerzos de fluencia, lo que proporciona mayor seguridad en la estructura; y para elementos que requieren menor resistencia se usará el acero ASTM A-36, que es un acero común ideal para abaratar costos de producción.

4.2.1.1. ASTM A-572 Grado 50

Tabla 4.1 Componentes acero ASTM A-572 Grado 50

Component	Metric	English
Carbon, C	<= 0.23 %	<= 0.23 %
Iron, Fe	98%	98%
Manganese, Mn	1.35 %	1.35 %
Phosphorous, P	<= 0.040 %	<= 0.040 %
Silicon, Si	<= 0.40 %	<= 0.40 %
Sulfur, S	<= 0.050 %	<= 0.050 %

FUENTE: http://www.matweb.com

Tabla 4.2 Propiedades acero ASTM A-572 Grado 50

Physical Properties	Metric	English	Comments
Density	7.85 g/cc	0.284 lb/in³	
Mechanical Properties	**Metric**	**English**	**Comments**
Hardness, Brinell	135	135	
Hardness, Rockwell B	74	74	
Tensile Strength, Ultimate	450 MPa	65300 psi	
Tensile Strength, Yield	345 MPa	50000 psi	
Elongation at Break	18%	18%	In 200 mm
	21%	21%	In 50 mm
Bulk Modulus	140 GPa	20300 ksi	
Shear Modulus	80.0 GPa	11600 ksi	

FUENTE: http://www.matweb.com

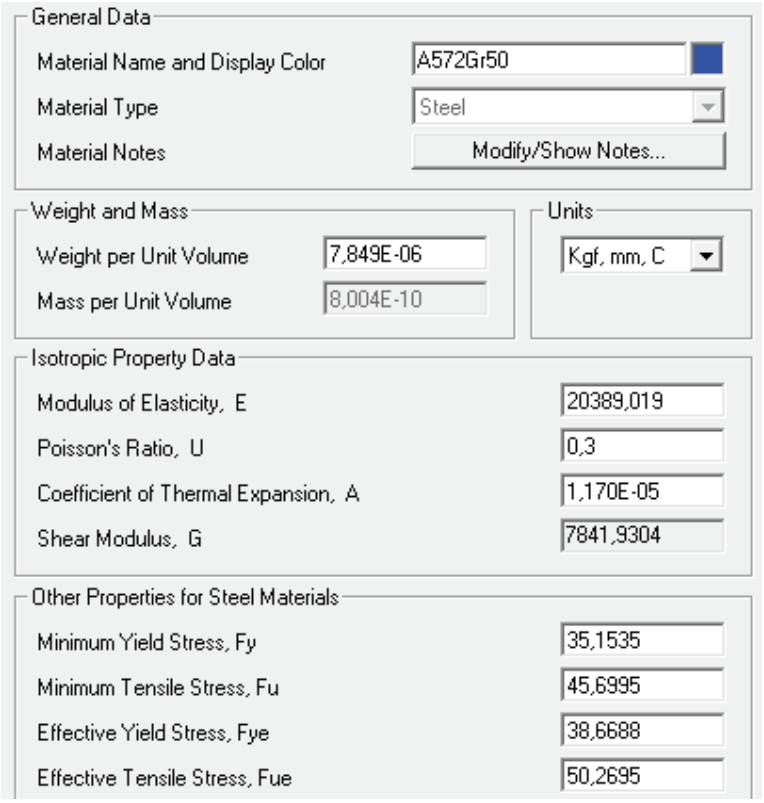


Figura 4.3 Propiedades ASTM A572 Gr50 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.1.2. ASTM A-36

Tabla 4.3 Componentes acero A-36

Component	Metric	English
Carbon, C	0.29 %	0.29 %
Copper, Cu	>= 0.20 %	>= 0.20 %
Iron, Fe	98%	98%
Manganese, Mn	0.80 - 1.2 %	0.80 - 1.2 %
Phosphorous, P	0.040 %	0.040 %
Silicon, Si	0.15 - 0.40 %	0.15 - 0.40 %
Sulfur, S	0.050 %	0.050 %

FUENTE: http://www.matweb.com

Tabla 4.4 Propiedades acero A-36

Physical Properties	Metric	English	Comments
Density	7.85 g/cc	0.284 lb/in³	
Mechanical Properties	**Metric**	**English**	**Comments**
Tensile Strength, Ultimate	400 - 550 MPa	58000 - 79800 psi	
Tensile Strength, Yield	250 MPa	36300 psi	
Elongation at Break	20%	20%	in 200 mm
	21%	21%	In 50 mm.
Modulus of Elasticity	200 GPa	29000 ksi	
Compressive Yield Strength	152 MPa	22000 psi	
Bulk Modulus	140 GPa	20300 ksi	
Poissons Ratio	0.26	0.26	
Shear Modulus	79.3 GPa	11500 ksi	

FUENTE: http://www.matweb.com

4.2.2. SELECCIÓN DE PERFILES ESTRUCTURALES

El diseño de un miembro estructural de acero implica mucho más que el cálculo de las propiedades requeridas para resistir las cargas y la selección del perfil más ligero que tenga las propiedades requeridas; sino que debe considerarse muchos otros factores como:

- Tamaño en que se fabrican los perfiles laminados.
- Peso de los perfiles, muchas veces el perfil más ligero no es el adecuado, aunque siendo más ligero es más económico; en el diseño de la estructura podrían entrar muchos más perfiles y la configuración estructural será más complicada, lo que encarece el proyecto.
- Las vigas para el piso son las de mayor peralte, ya que estas secciones, para un mismo peso, tienen los mayores momentos de inercia y momentos resistentes.

- Para perfiles grandes, en especial los armados, el diseñador necesita tener información relativa a los problemas de transporte. (McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas - ASD, 2003)

Para la selección de perfiles, se toma como base los perfiles utilizados en el diseño de la primera ampliación, los cuales están expuestos en el capítulo 3; es importante que en la selección de nuevos perfiles estructurarles se considere disminuir el peso total de la estructura; este cambio en el peso reducirá las afectaciones en la estructura de concreto del hospital.

Dentro del diseño estructural, el arco del pórtico es uno de los más importantes ya que toman en cuenta el diseño arquitectónico, mejorando la estética de la estructura y al mismo tiempo creando una estructura estable y segura.

Mediante la herramienta computacional SAP 2000, se ha logrado disminuir espesores de perfiles, para lograr el menor peso de la estructura, sin afectar en la seguridad.

Los perfiles seleccionados para el diseño de la estructura de la segunda ampliación del Hospital Militar en el área de quirófanos, son los siguientes:

Viga principal	W21x44
Viga transversal	W12x14
Viga secundaria	TS7x3x3/16
Correas laterales	C7x9,8
Correas cubierta	MC7x22,7
Columna pórtico	TS12x8x1/2
Celosía viga de rigidez	L1x1x1/8
Arco	W16x36

4.2.2.1. Viga principal

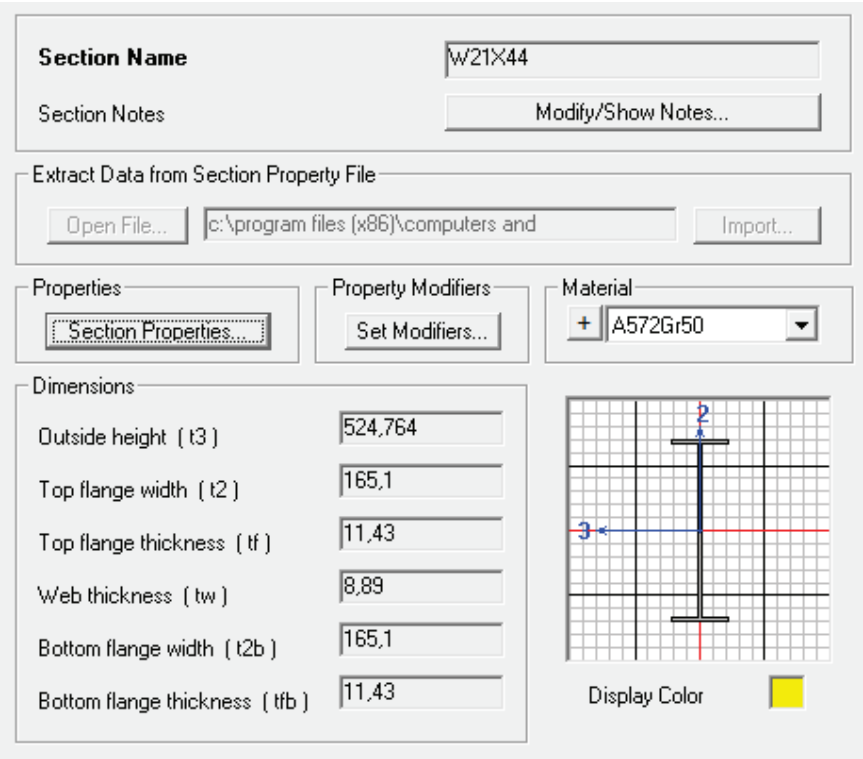


Figura 4.4 Dimensiones del perfil de la viga principal – SAP2000

FUENTE: Propia

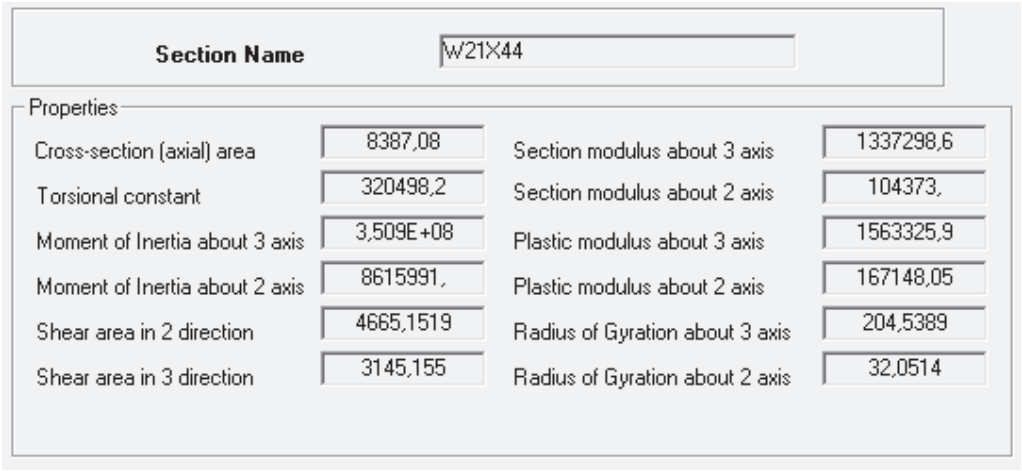


Figura 4.5 Propiedades del perfil de la viga principal – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.2. Viga transversal

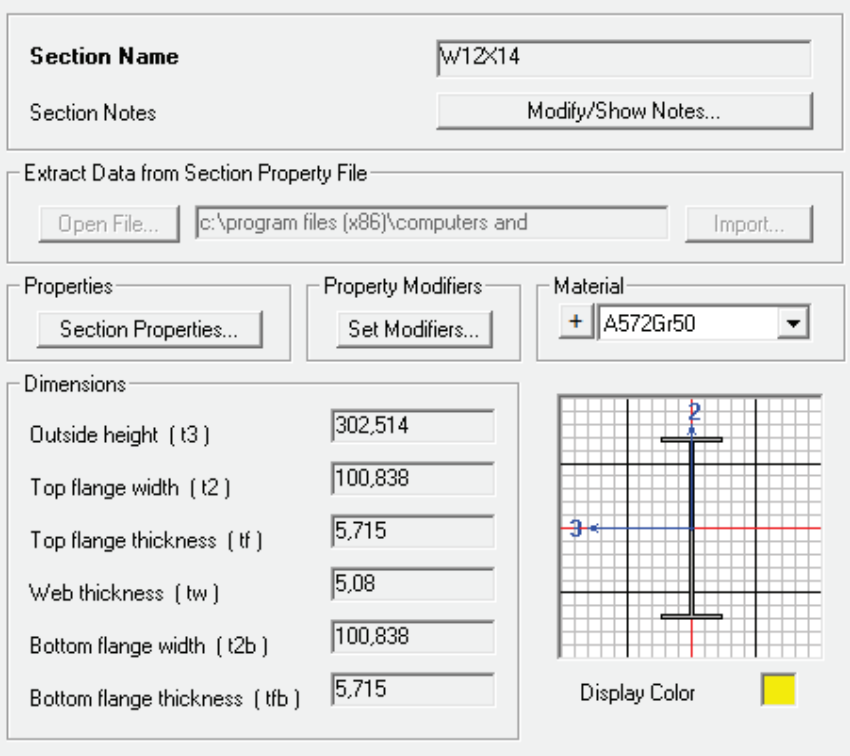


Figura 4.6 Dimensiones del perfil de la viga transversal – SAP2000

FUENTE: Propia

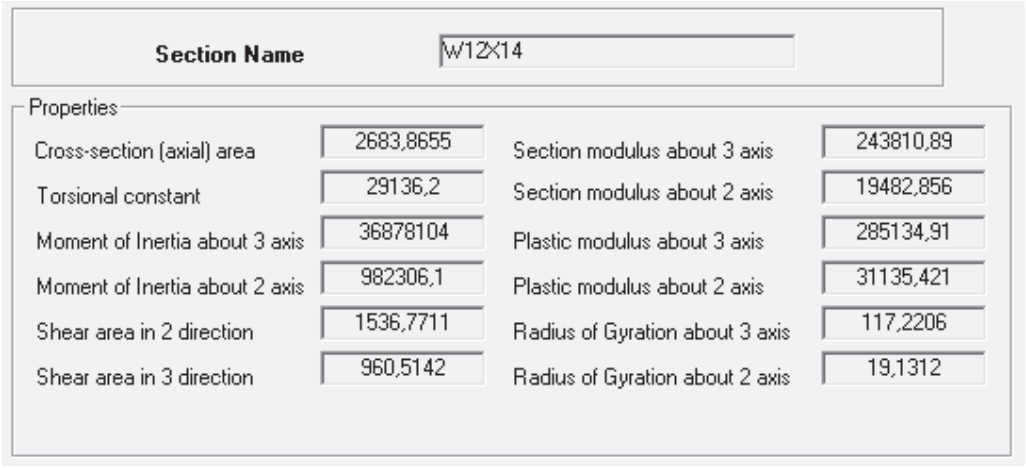


Figura 4.7 Propiedades del perfil de la viga transversal – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.3. Viga secundaria

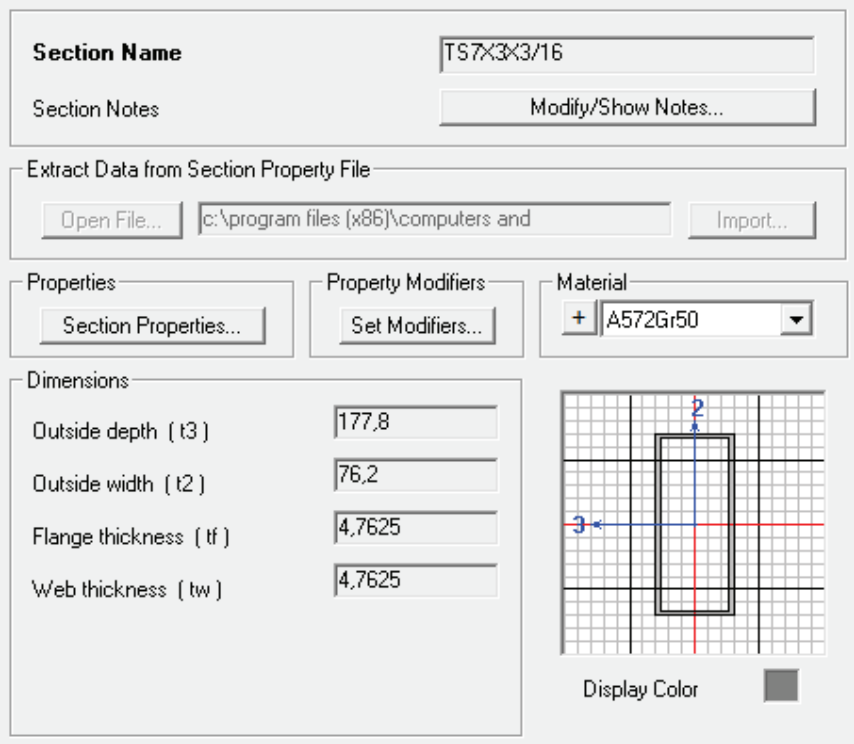


Figura 4.8 Dimensiones del perfil de la viga secundaria – SAP2000

FUENTE: Propia

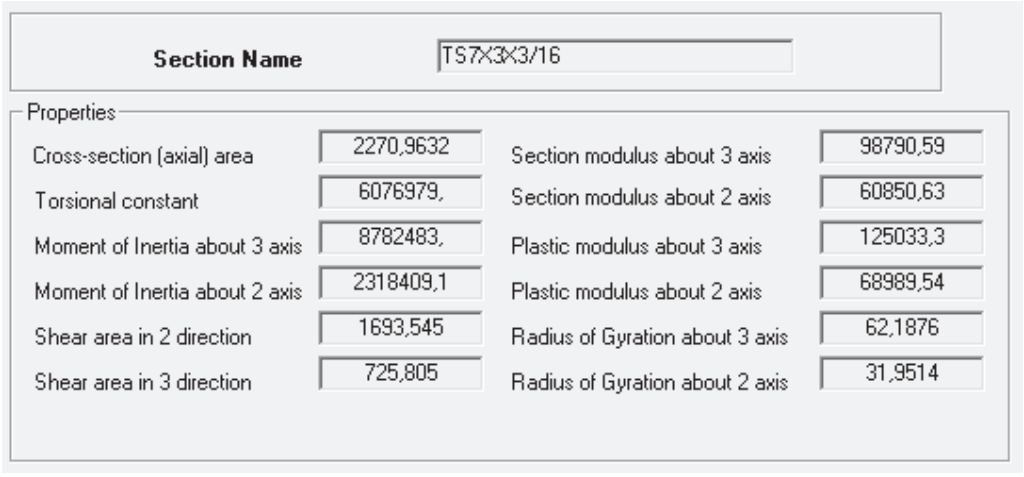


Figura 4.9 Propiedades del perfil de la viga secundaria – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.4. Correas laterales y viga de rigidez

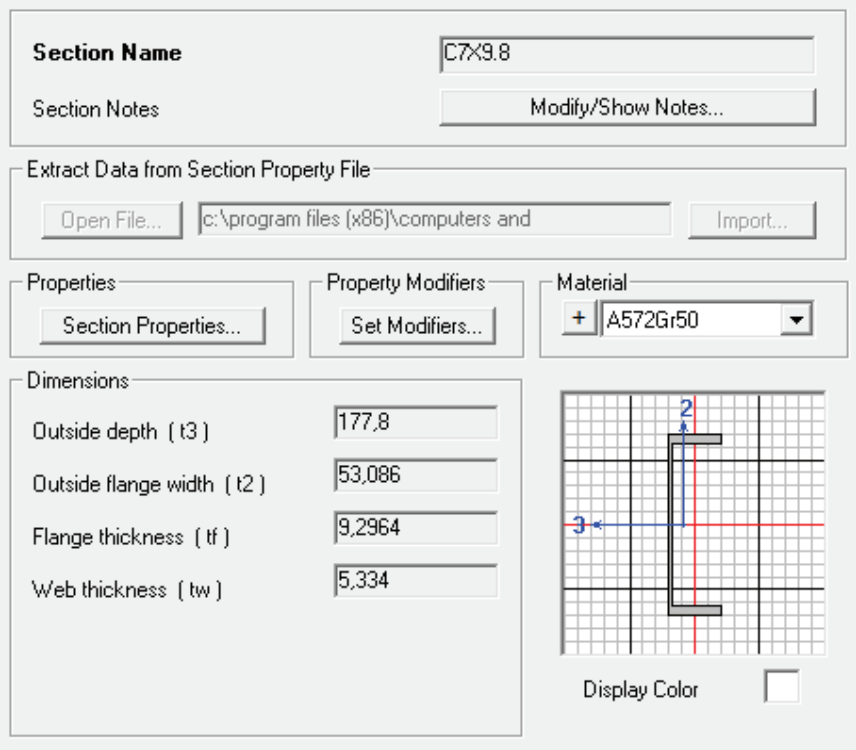


Figura 4.10 Dimensiones del perfil de la correa lateral – SAP2000

FUENTE: Propia

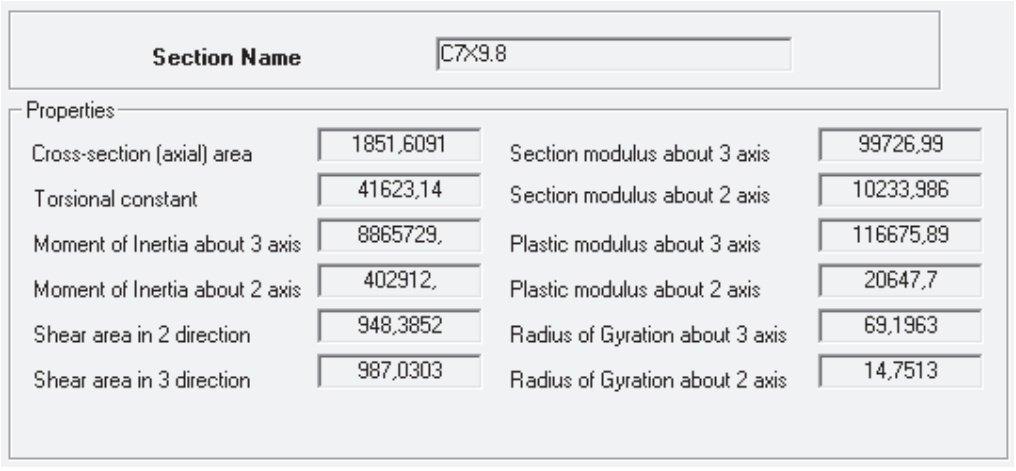


Figura 4.11 Propiedades del perfil de la correa lateral – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.5. Correas cubierta

Figura 4.12 Dimensiones del perfil de la correa cubierta – SAP2000

FUENTE: Propia

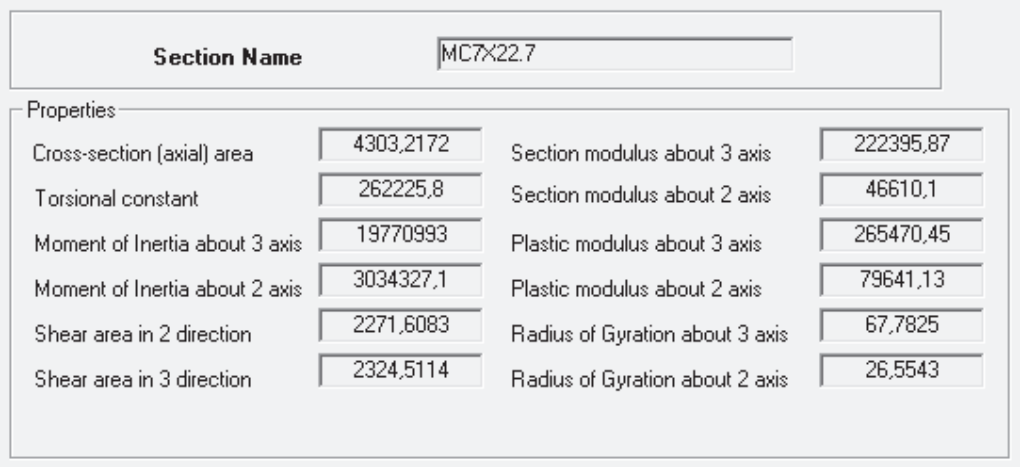


Figura 4.13 Propiedades del perfil de la correa cubierta – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.6. Columna pórtico

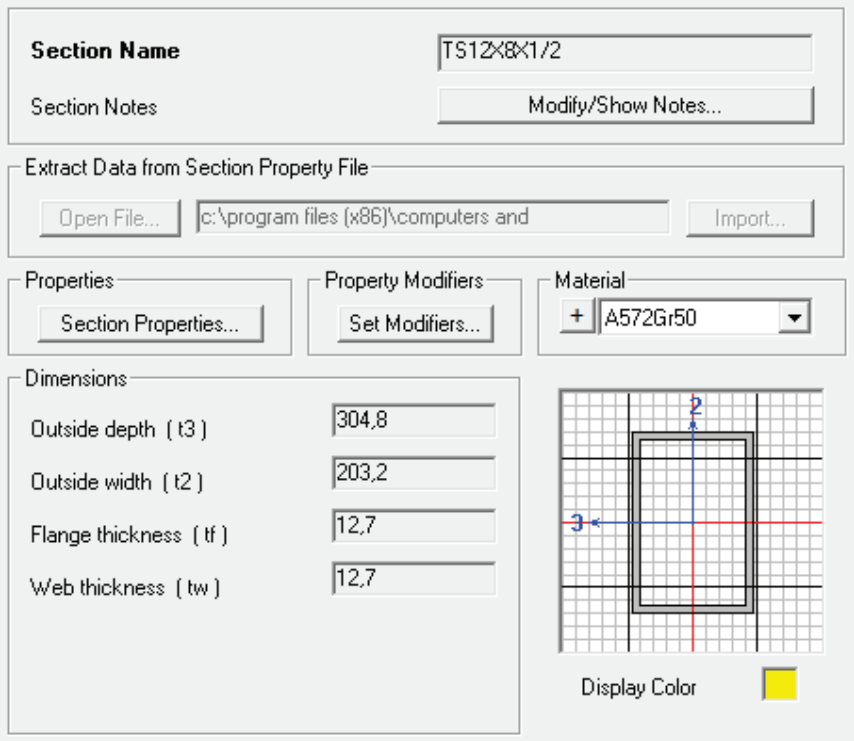


Figura 4.14 Dimensiones del perfil de la columna pórtico – SAP2000

FUENTE: Propia

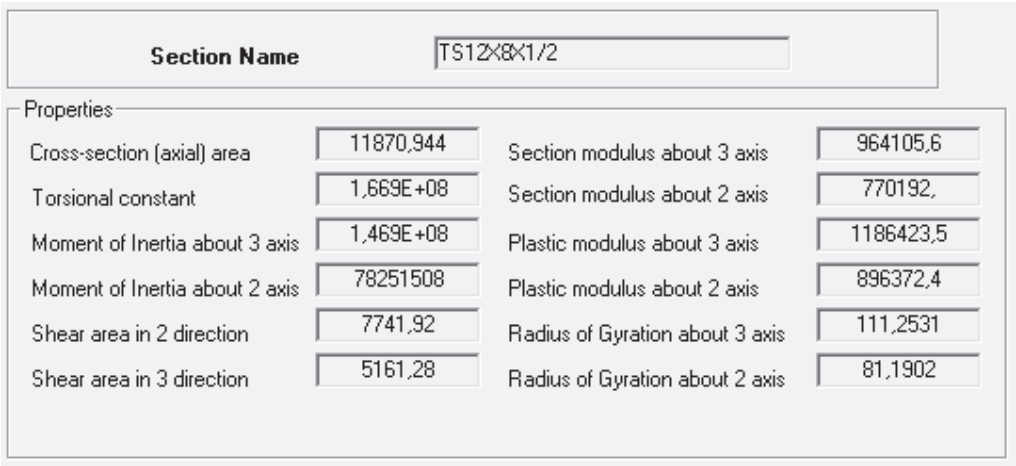


Figura 4.15 Propiedades del perfil de la columna pórtico – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.7. Celosía viga de rigidez

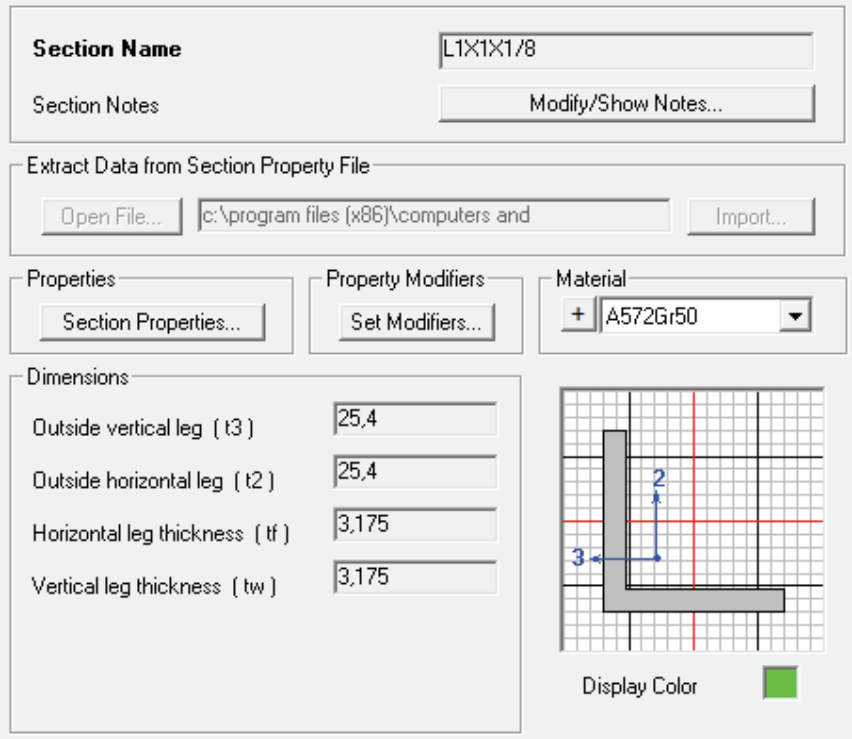


Figura 4.16 Dimensiones del perfil de la celosía correa lateral – SAP2000

FUENTE: Propia

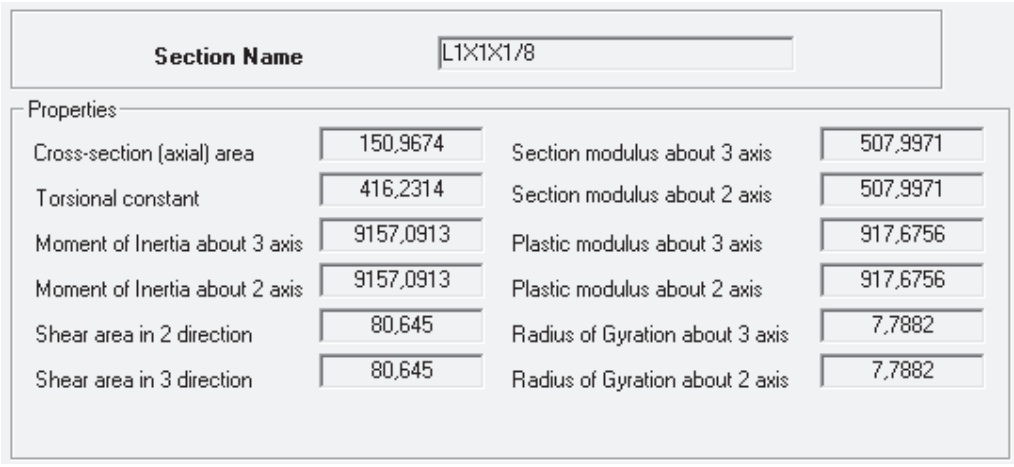


Figura 4.17 Propiedades del perfil de la celosía correa lateral – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.2.8. Arco

Figura 4.18 Dimensiones del perfil del arco – SAP2000

FUENTE: Propia

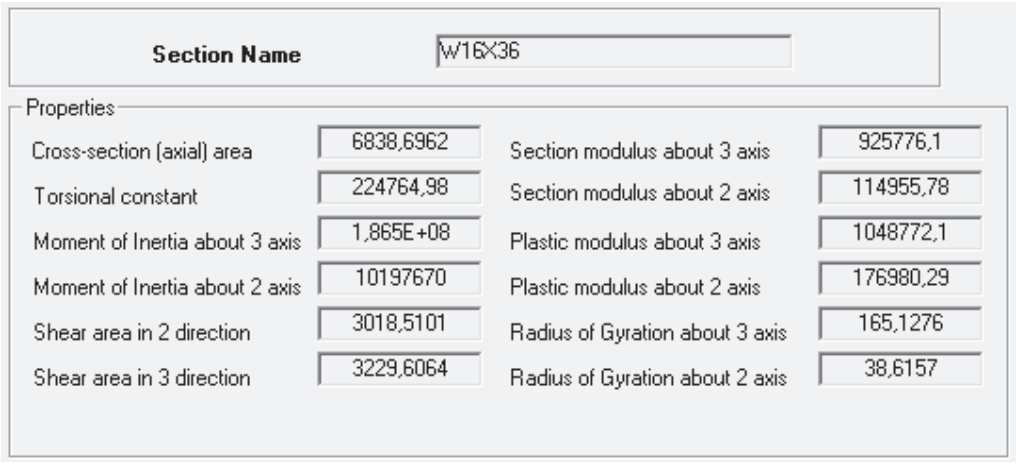


Figura 4.19 Propiedades del perfil del arco – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.3. ANÁLISIS DE CARGAS

4.2.3.1. Carga Muerta

La carga muerta es el peso propio de la estructura; al ingresar los perfiles estructurales en el software SAP 2000, se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 4.5 Carga muerta de perfiles estructurales

TABLE: Material List 1 - By Object Type			
ObjectType	**Material**	**TotalWeight**	**NumPieces**
Text	Text	Kgf	Unitless
Frame	A572Gr50	**48178,41**	452

FUENTE: Propia

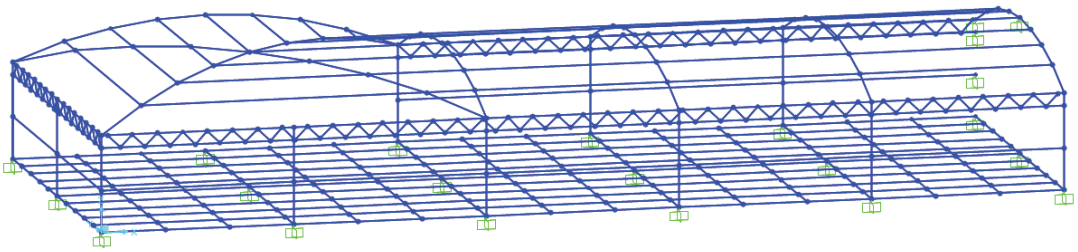


Figura 4.20 Esquema segunda ampliación – Configuración SAP 2000

FUENTE: Propia

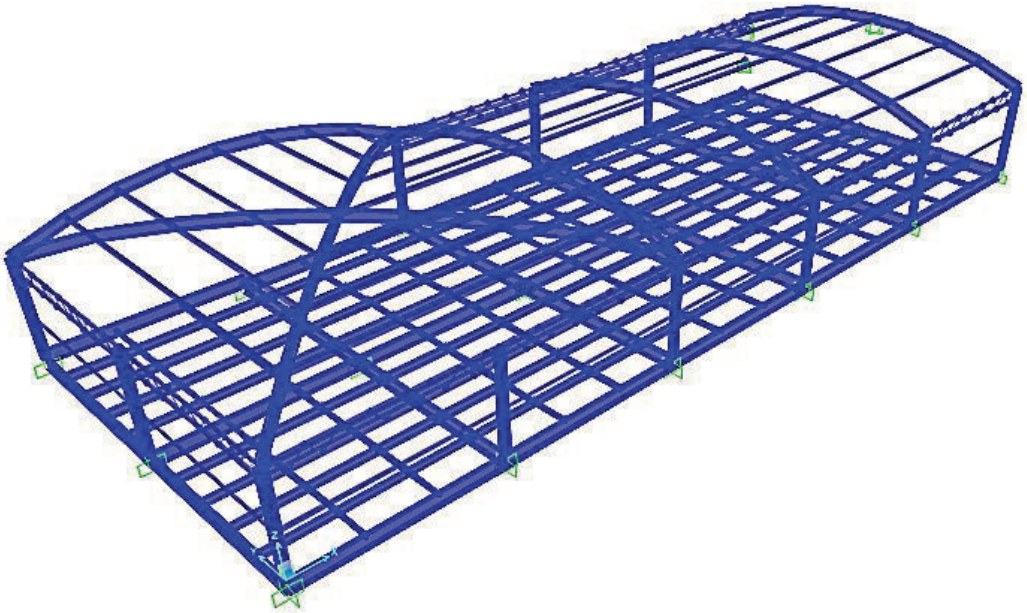


Figura 4.21 Perfiles estructurales – Configuración SAP 2000

FUENTE: Propia

El domo ubicado en el centro de los arcos de 22 m, es también una carga muerta que genera 436,44 Kgf.

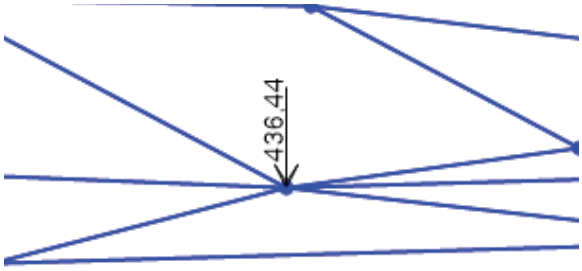


Figura 4.22 Carga que genera el domo en el centro de los arcos de 22 m

FUENTE: Propia

La carga muerta total que genera la estructura es **48614,9 Kgf**

4.2.3.2. Carga Viva

Utilizando la Tabla 2.2 se indica las cargas vivas concentradas comunes en los edificios, donde se indica que para hospitales la carga concentrada es 1000 lb que se extienden sobre un área de 2.5 x 2.5 pies cuadrados (1 m^2). (NEC-11, Cargas y Materiales, 2011)

No re realiza reducción de carga viva, ya que así se obtiene un estado de mayor carga.

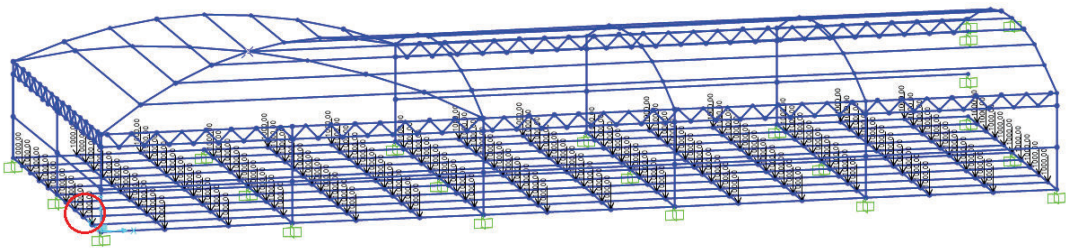


Figura 4.23 Carga viva concentrada – 1000 lb

FUENTE: Propia

4.2.3.3. Cargas Ambientales

4.2.3.3.1. Carga de viento.

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura, será no menor a 75 Km/h. Para construcciones especiales es necesario tomar una velocidad del viento alta, razón por la cual se ha decidido utilizar como velocidad del viento 120 Km/h ó 75 mph normada en el código 1997, Uniform Building Code, Division III.

Ahora es necesario corregir la velocidad del viento, aplicando el factor de corrección σ = 0,86, indicado en la Tabla 2.6, que considera la altura del edificio igual a 5 m y el entorno, considerado con obstrucción baja. La velocidad corregida se la obtiene mediante la Ecuación 2.1

$$Vh = V.\sigma$$

$$Vh = 75\ mph\ .0{,}86$$

$$Vh = 64{,}5\ mph$$

$$Vh \approx 65\ mph$$

4.2.3.3.2. Cálculo de la presión del viento

Las fuerzas de viento son presiones sobre las superficies verticales a barlovento y sotavento. Se establece una presión de cálculo P, valor que se determina mediante la Ecuación 2.2.

Es necesario determinar los parámetros que se usan en la ecuación; para la densidad del aire se puede adoptar un valor de 1,25 Kg/m^3. La velocidad básica genérica se considera 21 m/s (75 Km/h) (47 mph). El coeficiente de forma c_f, para barlovento es + 0,8; es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada, que se indica en la Tabla 2.7

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1{,}25\ \frac{kg}{m^3} \cdot 21^2 \frac{m^2}{s^2} \cdot 0{,}86 \cdot 0{,}8$$

$$P = 189{,}63\ \frac{Kg}{m \cdot s^2}\ \ (Pa)$$

$$P = 0.028\ psi$$

Con los valores obtenidos, se colocan todos los parámetros requeridos para la carga de viento en el software SAP2000, que está bajo la norma de construcción ASCE 7-05 para cargas de viento. El factor de importancia es 1,5; para estructuras especiales.

La mayoría de parámetros predeterminados en la norma ASCE 7-05 no han sido modificados; pero es necesario tomar en cuenta la velocidad del viento de la región y el factor de importancia debido al tipo y ubicación de la edificación.

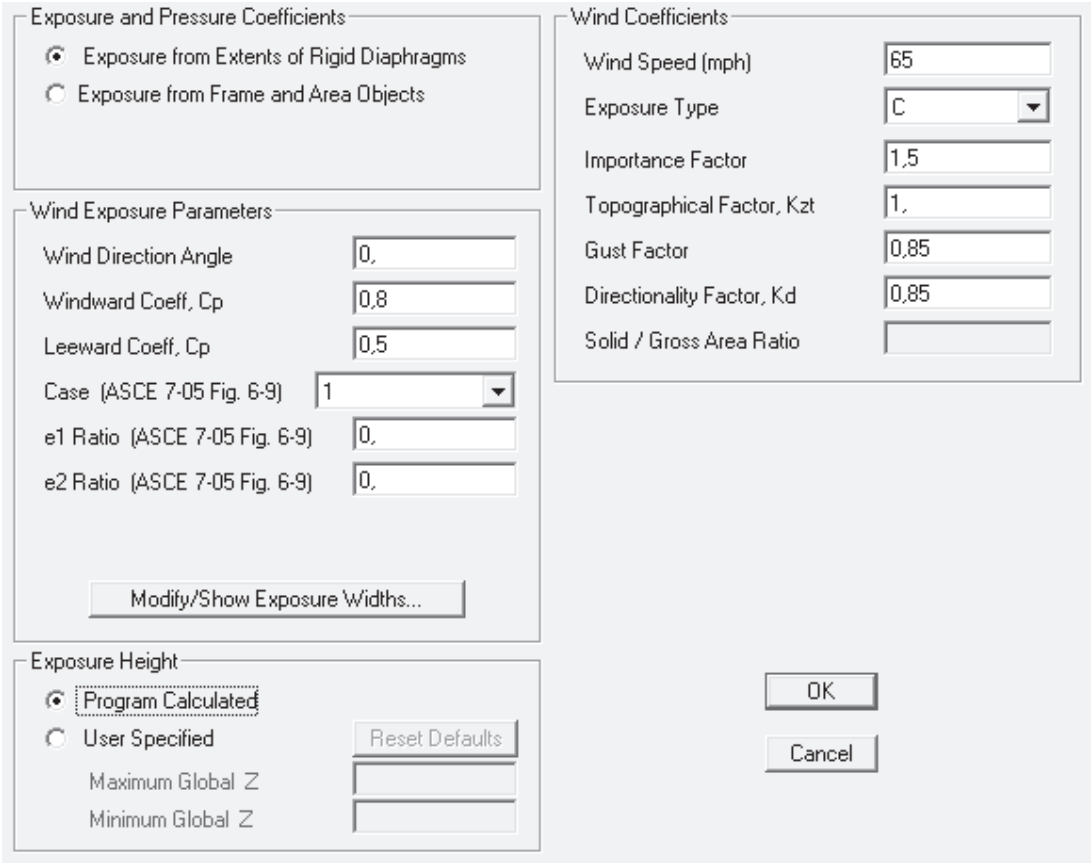


Figura 4.24 Parámetros de la carga de viento – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.3.3.3. Carga de lluvia.

Para el cálculo de la carga de lluvia, se considera la estanquidad del agua; para el caso de la estructura a diseñarse, la presión del viento calculada anteriormente es 190 Pa (0,028 psi); la estructura es protegida para que no exista estanquidad del agua; de la Tabla 2.4 lo que da como resultado ECEB1 (Exposición y clasificación exigible), tomando en cuenta la presión del viento.

También es importante establecer la zona pluviométrica tomando como base el mapa de isoyetas de la República del Ecuador, en función del índice de precipitación.

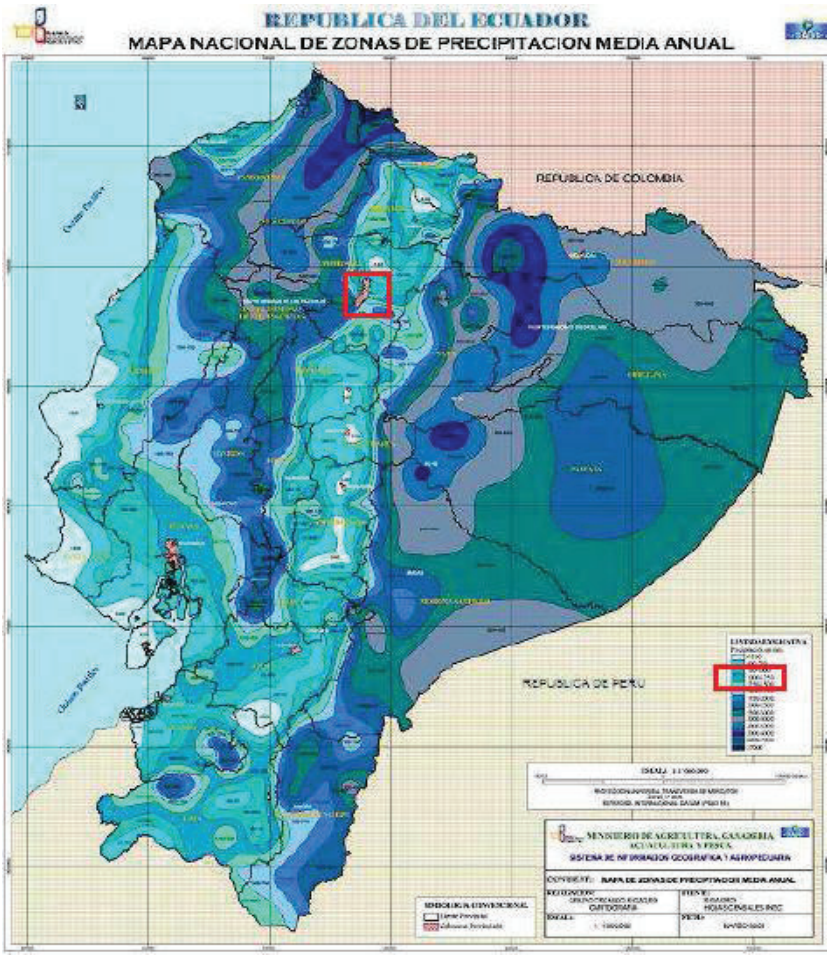


Figura 4.25 Mapa de zonas de precipitación anual

FUENTE: (NEC-11, Vidrio, 2011)

Se encuentra en la zona 1 (precipitación anual menor o igual de 2,000 mm)

Las clasificaciones exigibles, en función de la Zona Pluviométrica, grado de exposición y clasificación al viento exigible, se establecen en la Tabla 2.5; considerando la velocidad del viento de 120 Km/h, lo que da como resultado ECEB3 (Exposición y clasificación exigible).

En el software SAP2000 la carga de lluvia, se la considera como carga viva, produciendo una **décima parte de la carga muerta** de la estructura (peso propio calculado por SAP2000)

4.2.3.3.4. Cargas sísmicas.

Durante un sismo hay aceleración en la superficie del terreno la cual se descompone en elementos verticales y horizontales; se considera solamente a los horizontales, porque aumenta las dimensiones de la deriva.

La carga de sismo se calcula utilizando la norma americana ASCE 7-05.todos los valores obtenidos para la realización de los cálculos fueron obtenidos de las tablas 11.4-1 ; 11.4-2 , 11.4-3 , 11.4-4 , 11.4-5 de la ASCE 7-05 y tablas 2.5 , 2.6 , 2.7 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

La ubicación del hospital militar de la ciudad de Quito tiene un factor **Z igual a 0,40**; que está dentro de la zona sísmica V considerada de alto riesgo; tomado de la Tabla 2.8. Según el mapa para diseño sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, la aceleración es igual a **0,40g**.

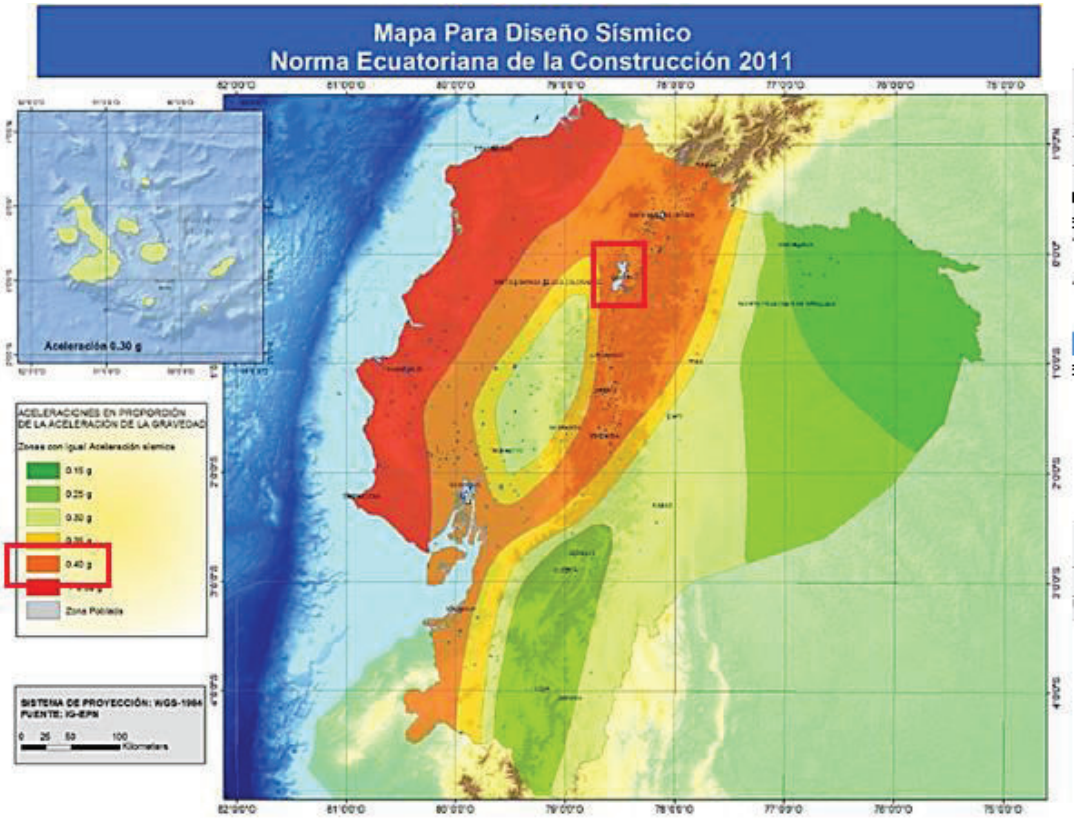


Figura 4.26 Mapa para diseño sísmico para ubicación del Hospital

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Para el estudio y ejemplo de cálculo se utilizará el criterio del número medio de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, N60, a lo largo de todo el perfil. En la zona del Hospital Militar el $\bar{N} = 47{,}1$. Con este valor $\bar{N}$, se puede determinar el perfil de suelo en el que se encuentra la edificación en la Tabla 2.9 Clasificación de los perfiles de suelo. [2]

Tabla 4.6 Parte de la tabla: Clasificación de los perfiles de suelo

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{V}_s$ ≥ 180 m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N}$ ≥ 15.0 100 kPa (≈ 1 kgf/cm^2) > $\bar{S}_u$ ≥ 50 kPa (≈0.5 kgf7cm^2)

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

El perfil de suelo de la zona del Hospital Militar es tipo D, ya que el valor $\bar{N}$ se encuentra dentro del rango valor $50 > \bar{N} \geq 15{,}0$

4.2.3.3.5. Coeficientes amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelo

Tabla 4.7 Determinación del factor Fa

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
E		1,8	1,5	1,4	1,28	1,15	1,05
F		Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

[2] Estudio de mecánica de suelos realizado por: Ing. Jorge Valverde

Tabla 4.8 Tipo de suelo y factor Fd

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Tabla 4.9 Determinación del factor Fs

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F		Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

4.2.3.3.6. Espectro elástico de diseño en aceleraciones

Para el cálculo de la aceleración espectral, primero se calcula el periodo de vibración. Los límites para el periodo de vibración Tc y T_L se obtienen de: Ecuación 2.6 y Ecuación 2.7, respectivamente.

$$T_C = 0{,}55 \cdot F_S \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_C = 0{,}55 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{1{,}4}{1{,}2}$$

$$T_C = 0{,}9625 \ s$$

$$T_L = 2{,}4 \cdot F_d$$

$$T_L = 2{,}4 \cdot 1{,}4$$

$$T_L = 3{,}36 \ s$$

La aceleración espectral se calcula con la expresión de la Ecuación 2.9, ya que $T > T_C$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Donde:

$r = 1{,}5$ para suelo tipo D

$\eta = 2{,}4$ para provincias de la Sierra

$$S_a = 2{,}4 \cdot 0{,}4\, g \cdot 1{,}2 \left(\frac{0{,}9625}{3{,}36}\right)^{1{,}5}$$

$$S_a = 0{,}18 \ g$$

$$S_a = 0{,}18 \cdot 9{,}8 \ \frac{m}{s^2}$$

$$S_a = 1{,}8 \ \frac{m}{s^2}$$

4.2.3.3.7. Factor de Importancia Sísmica.

Las estructuras se clasifican en una de las categorías de la Tabla 2.13, y se adoptará el correspondiente factor de importancia. La estructura pertenece a las edificaciones especiales y/o peligrosas, por lo tanto el factor de importancia es **1,5**; entonces se debe cumplir con los requisitos especiales. (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Las estructuras de ocupación especial y estructuras esenciales deberán ser diseñadas cumpliendo todas las especificaciones descritas en las secciones de la de la normativa NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-resistente, 2011, sección 2.9. Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia. Para ubicar en la gráfica se utiliza un periodo de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia 0.002) y la aceleración del mapa de peligro sísmico que es igual a 0,4 g.

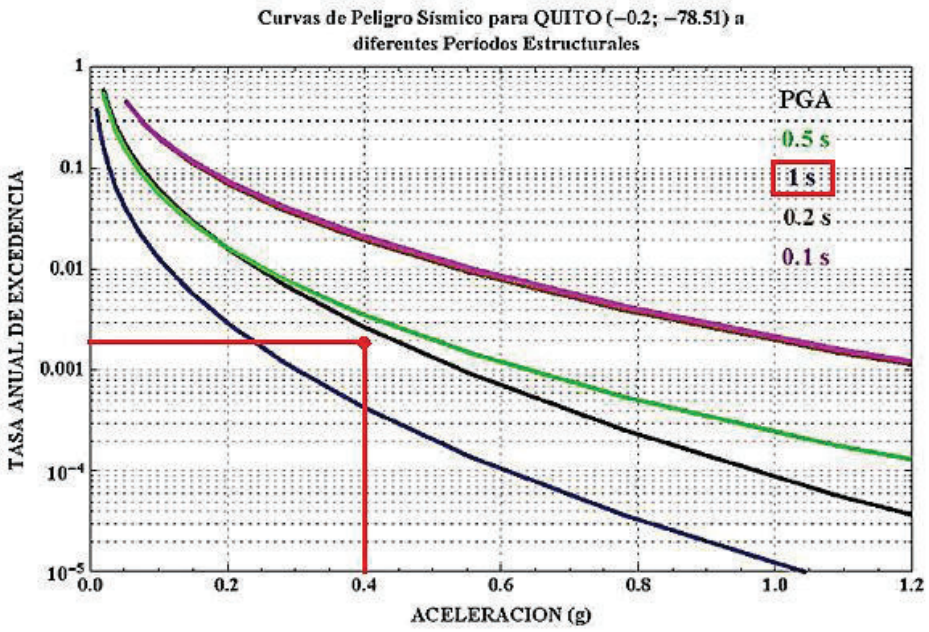


Figura 4.27 Curva de peligro sísmico, Quito

FUENTE: (NEC-11, Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente, 2011)

Con los valores obtenidos, se colocan todos los parámetros requeridos para la carga de sismo en el software SAP2000, usando user coefficient; así el parámetro Base Shear Coefficient, es el que multiplica la masa de la estructura y lo aplica automáticamente en toda el área del piso. El factor de importancia es 1,5; para estructuras especiales. La aceleración espectral calculada es 1,8 m/s^2; en el software se denomina con las siglas Sds.

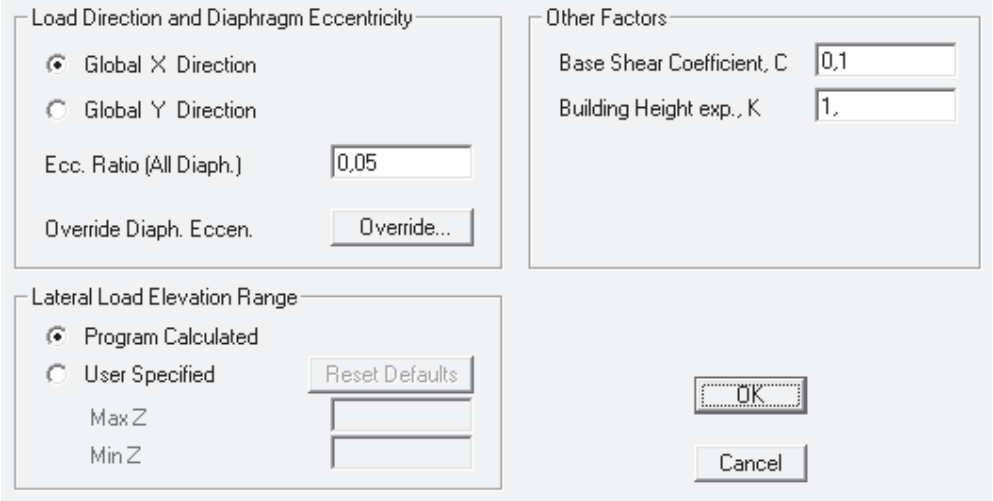


Figura 4.28 Parámetros de la carga de sismo – SAP2000

FUENTE: Propia

	Item	Value
1	Design Code	AISC360-05/IBC2006
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	OMF
4	Seismic Design Category	D
5	Importance Factor	1,5
6	Design System Rho	1
7	Design System Sds	1,8
8	Design System R	8,
9	Design System Omega0	3,
10	Design System Cd	5,5
11	Design Provision	ASD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Omega(Bending)	1,67
16	Omega(Compression)	1,67

Figura 4.29 Preferencias de diseño de la carga de sismo – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.4. COMBINACIONES DE CARGAS

El software de diseño y simulación de estructuras SAP2000 v15.1.0 Ultimate; utiliza el código de diseño **AISC360-05/IBC2006**, método de diseño ASD

La AISC al igual que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) presentan las siguientes combinaciones de carga:

1) D
2) $D + L$
3) $D + R$
4) $D + 0{,}75L + 0{,}75\ R$
5) $D + 0{,}6W$
6) $D + 0{,}75L + 0525Q + 0{,}75\ R$
7) $0{,}6D + 0{,}6W$
8) $0{,}6D + 0{,}7E$

Las combinaciones de carga DSTL1 a DSTL14 son generadas automáticamente en el programa; son escenarios críticos para la simulación.

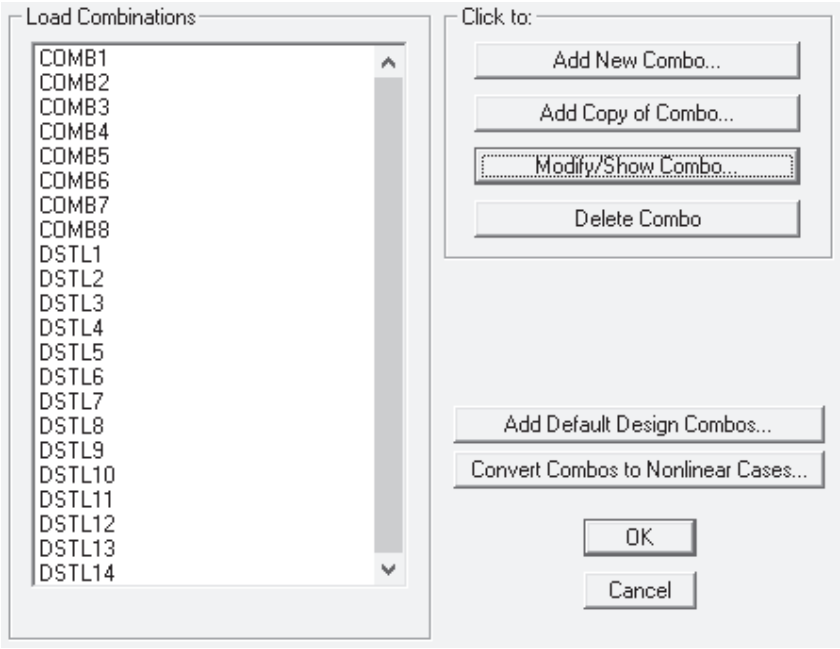


Figura 4.30 Combinaciones de carga – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.5. RESTRICCIONES

4.2.5.1. Restricción de anclaje

El anclaje de la estructura es realizado sobre las columnas de concreto existentes en la edificación del Hospital Militar, utilizando placas base con juntas empernadas; la condición de empotramiento evita la traslación y rotación en todos los ejes.

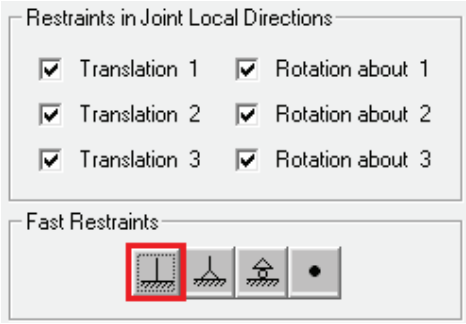


Figura 4.31 Restricción de anclaje – SAP2000

FUENTE: Propia

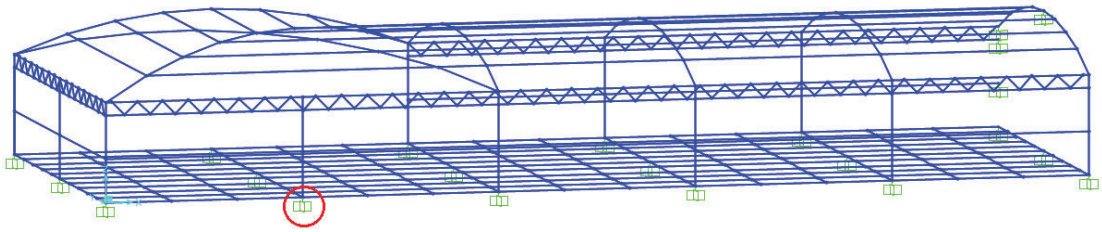


Figura 4.32 Restricción de anclaje - Esquema – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.5.2. Restricción de viga

La restricción tipo BEAM es utilizada para que varias vigas trabajen como un solo elemento, esto es importante para las juntas de los diferentes arcos; al colocar la restricción, las vigas del arco trabajan como un solo elemento. Ahora las reacciones en el arco se encuentran en la junta con las columnas.

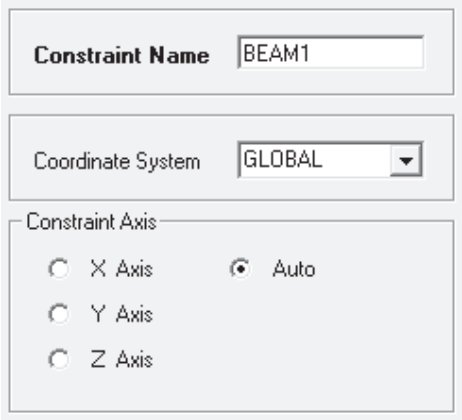


Figura 4.33 Restricción de viga – SAP2000

FUENTE: Propia

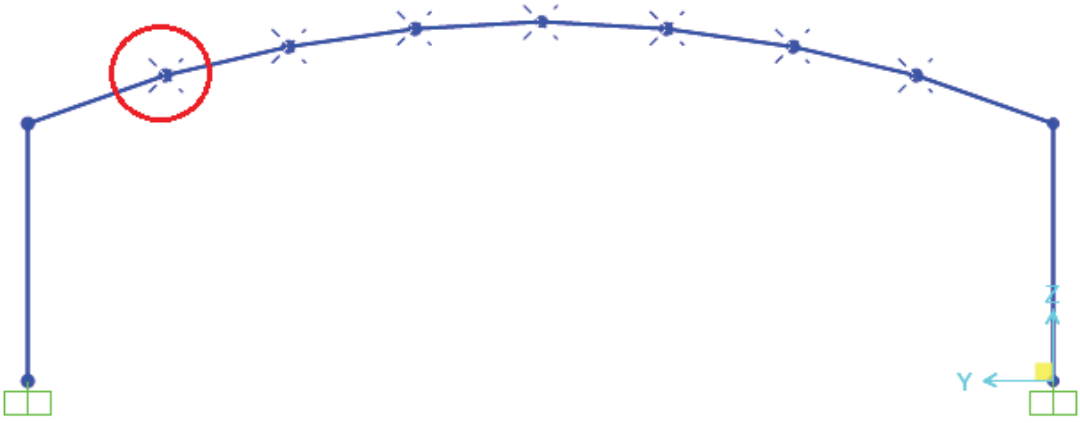


Figura 4.34 Restricción de viga - Esquema – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.5.3. Restricción de soldadura

Las juntas utilizadas en el diseño de la estructura son soldadas, para eso es necesario crear la restricción tipo WELD, que simula las juntas soldadas; las cuales hacen trabajar a los elementos no como un solo cuerpo sino de manera aislada, transmitiendo esfuerzos a elementos principales o distribuyendo las diferentes cargas a perfiles aledaños.

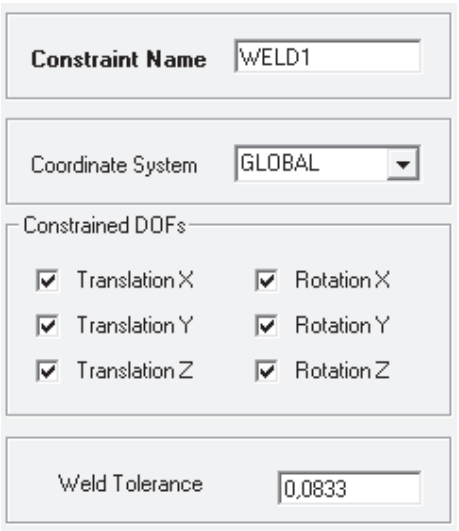


Figura 4.35 Restricción de soldadura – SAP2000

FUENTE: Propia

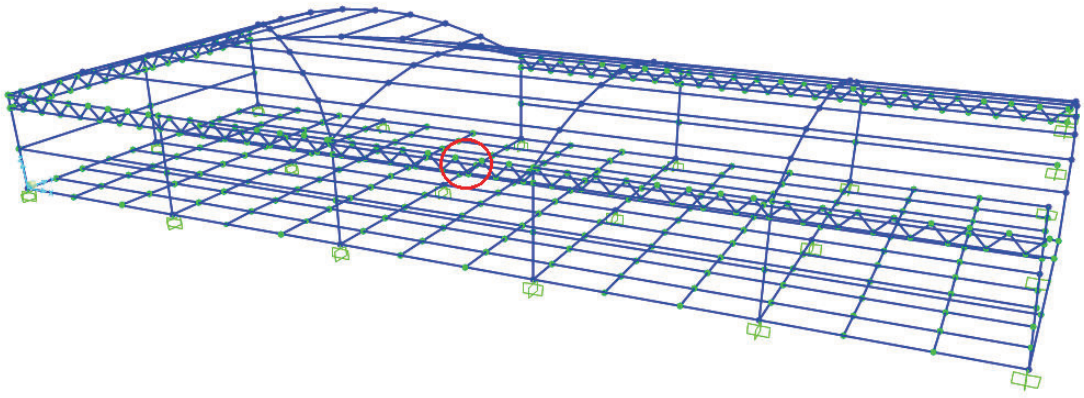


Figura 4.36 Restricción de soldadura - Esquema – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6. SIMULACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE.

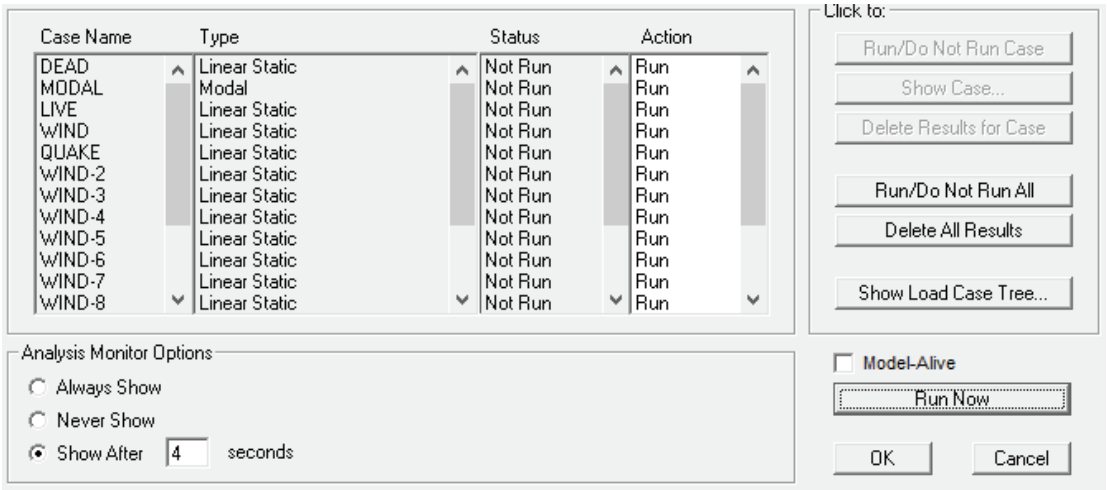


Figura 4.37 Selección de casos a analizar – SAP2000

FUENTE: Propia

Luego de correr el análisis de programa, se obtienen resultados de verificación de los elementos estructurales, desplazamientos en juntas, deformaciones, fuerzas, momentos flectores; que permiten observar el comportamiento aproximadamente real con las combinaciones de carga antes mencionadas.

4.2.6.1. Verificación de miembros estructurales

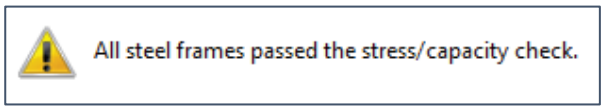


Figura 4.38 Verificación de miembros estructurales – SAP2000

FUENTE: Propia

El índice de trabajo, que se define como la relación entre el esfuerzo real y el esfuerzo admisible; es el que indica que miembros estructurales trabajan de manera correcta. El software de análisis de estructuras encuentra el índice de trabajo global, tomando en cuenta todas las combinaciones de carga existentes dentro de la simulación; se indica un código de colores el que muestra los rangos de 0 a 1. Ver más resultados en el ANEXO 2

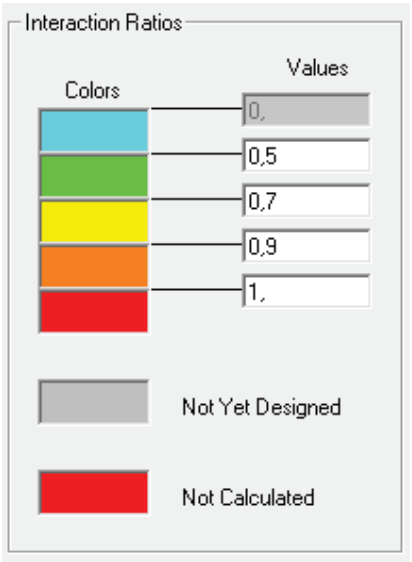


Figura 4.39 Código de colores para índice de trabajo – SAP2000

FUENTE: Propia

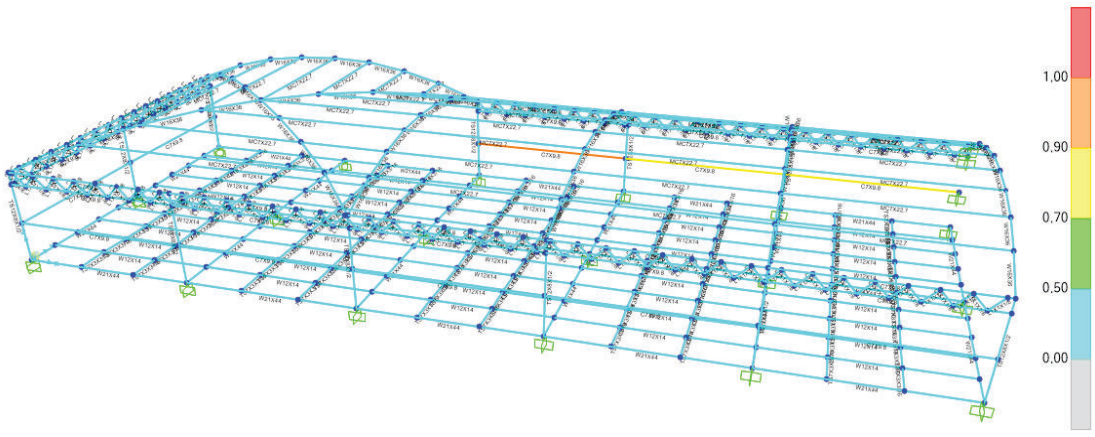


Figura 4.40 Verificación de miembros estructurales – Esquema – SAP2000

FUENTE: Propia

Tabla 4.10 Índice de trabajo de elementos críticos

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006				
Frame	**DesignSect**	**Ratio**	**Combo**	**WarnMsg**
Text	Text	Unitless	Text	Text
252	C7X9.8	0,968808	DSTL9	kl/r > 200 (AISC E2); l/r > 300
253	C7X9.8	0,745615	DSTL9	kl/r > 200 (AISC E2); l/r > 300
254	C7X9.8	0,707317	DSTL9	kl/r > 200 (AISC E2); l/r > 300
93	W12X14	0,404117	DSTL2	No Messages
43	W12X14	0,403871	DSTL2	No Messages
223	TS12X8X1/2	0,165035	DSTL9	No Messages

FUENTE: Propia

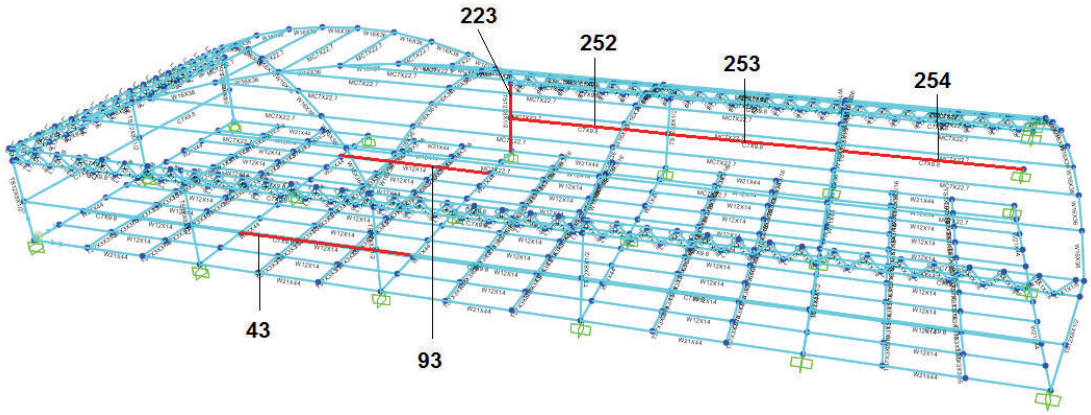


Figura 4.41 Miembros estructurales críticos – Esquema – SAP2000

FUENTE: Propia

De los seis miembros estructurales mostrados en la Tabla 4.10, se detallan a continuación los resultados otorgados por el Software SAP2000. Son considerados elementos críticos ya que el índice de trabajo calculado por el software SAP2000 es cercano a 1. A continuación se indica los detalles para cada uno de estos elementos estructurales.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, mm, C

Frame : 252	X Mid: 20000,000	Combo: DSTL9	Design Type: Beam
Length: 8000,000	Y Mid: 16000,000	Shape: C7X9.8	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 8000,000	Z Mid: 1740,000	Class: Seismic	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: ASD	Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,950	2nd Order: General 2nd Order		Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,014	AlphaPr/Pe=0,721	Tau_b=1,000	EA factor=0,800	EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ	Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,500	Rho=1,000	Sds=1,800	
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500		
OmegaB=1,670	OmegaC=1,670	OmegaTY=1,670	OmegaTF=2,000	
OmegaV=1,670	OmegaV-RI=1,500	OmegaVT=1,670		
A=1851,609	I33=8865729,048	r33=69,196	S33=99726,986	Av3=987,030
J=41623,143	I22=402912,018	r22=14,751	S22=10233,986	Av2=948,385
E=20389,019	fy=35,153	Ry=1,100	z33=116675,894	Cw=2464795522,0
RLLF=1,000	Fu=45,700		z22=20647,700	

DESIGN MESSAGES
Error: Section overstressed
Warning: kl/r > 200 (AISC E2)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL9)

Location	Pr	Mr33	Mr22	Vr2	Vr3	Tr
8000,000	-570,735	-123562,042	-181,703	80,230	0,047	2,589

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio: 0,969 = 0,858 + 0,110 + 0,000
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

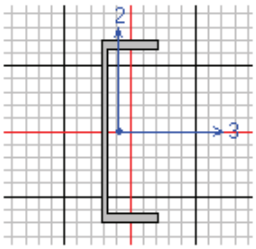
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,225

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	2,551

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity	Pnt/Omega Capacity
Axial	-570,735	665,288	38976,351

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity	Mn/Omega No LTB
Major Moment	-123562,042	994294,819	2456026,259
Minor Moment	-181,703	344680,480	



SHEAR CHECK

	Vr Force	Vn/Omega Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	80,230	11978,098	0,007	OK
Minor Shear	0,047	12466,022	3,763E-06	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	-78,862	86,993

Figura 4.42 Resultados para el elemento 252 – SAP2000

FUENTE: Propia

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, mm, C

Frame : 253	X Mid: 28000,000	Combo: DSTL9	Design Type: Beam
Length: 8000,000	Y Mid: 16000,000	Shape: C7X9.8	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 8000,000	Z Mid: 1740,000	Class: Seismic	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: ASD	Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,950	2nd Order: General 2nd Order		Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,011	AlphaPr/Pe=0,541	Tau_b=1,000	EA factor=0,800	EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ	Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,500	Rho=1,000	Sds=1,800	
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500		
OmegaB=1,670	OmegaC=1,670	OmegaTY=1,670	OmegaTF=2,000	
OmegaV=1,670	OmegaV-RI=1,500	OmegaVT=1,670		
A=1851,609	I33=8865729,048	r33=69,196	S33=99726,986	Av3=987,030
J=41623,143	I22=402912,018	r22=14,751	S22=10233,986	Av2=948,385
E=20389,019	fy=35,153	Ry=1,100	z33=116675,894	Cw=2464795522,0
RLLF=1,000	Fu=45,700		z22=20647,700	

DESIGN MESSAGES
Warning: kl/r > 200 (AISC E2)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL9)

Location	Pr	Mr33	Mr22	Vr2	Vr3	Tr
8000,000	-428,242	-110182,308	-324,559	76,471	0,073	3,529

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio: 0,746 = 0,644 + 0,101 + 0,000
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

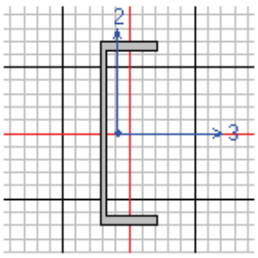
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,282

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	2,486

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity	Pnt/Omega Capacity
Axial	-428,242	665,288	38976,351

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity	Mn/Omega No LTB
Major Moment	-110182,308	968899,537	2456026,259
Minor Moment	-324,559	344680,480	



SHEAR CHECK

	Vr Force	Vn/Omega Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	76,471	11978,098	0,006	OK
Minor Shear	0,073	12466,022	5,839E-06	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	-77,387	80,617

Figura 4.43 Resultados para el elemento 253 – SAP2000

FUENTE: Propia

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, mm, C

Frame : 254	X Mid: 36000,000	Combo: DSTL9	Design Type: Beam
Length: 8000,000	Y Mid: 16000,000	Shape: C7X9.8	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 8000,000	Z Mid: 1740,000	Class: Seismic	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: ASD	Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,950	2nd Order: General 2nd Order		Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,010	AlphaPr/Pe=0,512	Tau_b=1,000	EA factor=0,800	EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ	Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,500	Rho=1,000	Sds=1,800	
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500		
OmegaB=1,670	OmegaC=1,670	OmegaTY=1,670	OmegaTF=2,000	
OmegaV=1,670	OmegaV-RI=1,500	OmegaVT=1,670		
A=1851,609	I33=8865729,048	r33=69,196	S33=99726,986	Av3=987,030
J=41623,143	I22=402912,018	r22=14,751	S22=10233,986	Av2=948,385
E=20389,019	fy=35,153	Ry=1,100	z33=116675,894	Cw=2464795522,0
RLLF=1,000	Fu=45,700		z22=20647,700	

DESIGN MESSAGES
Warning: kl/r > 200 (AISC E2)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL9)

Location	Pr	Mr33	Mr22	Vr2	Vr3	Tr
8000,000	-405,649	-100590,744	-308,730	74,084	0,091	9,552

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio: 0,707 = 0,610 + 0,097 + 0,000
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

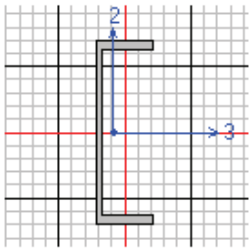
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,305

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	2,370

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity	Pnt/Omega Capacity
Axial	-405,649	665,288	38976,351

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity	Mn/Omega No LTB
Major Moment	-100590,744	923831,528	2456026,259
Minor Moment	-308,730	344680,480	



SHEAR CHECK

	Vr Force	Vn/Omega Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	74,084	11978,098	0,006	OK
Minor Shear	0,091	12466,022	7,289E-06	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	-74,427	75,652

Figura 4.44 Resultados para el elemento 254 – SAP2000

FUENTE: Propia

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, mm, C

Frame : 93	X Mid: 12000,000	Combo: DSTL2	Design Type: Beam
Length: 8000,000	Y Mid: 12800,000	Shape: W12X14	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 0,000	Z Mid: 0,000	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: ASD	Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,950	2nd Order: General 2nd Order		Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=1,E-06	AlphaPr/Pe=5,E-06	Tau_b=1,000	EA factor=0,800	EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ	Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,500	Rho=1,000	Sds=1,800	
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500		
OmegaB=1,670	OmegaC=1,670	OmegaTY=1,670	OmegaTF=2,000	
OmegaV=1,670	OmegaV-RI=1,500	OmegaVT=1,670		
A=2683,866	I33=36878103,7	r33=117,221	S33=243810,892	Av3=960,514
J=29136,200	I22=982306,121	r22=19,131	S22=19482,856	Av2=1536,771
E=20389,019	fy=35,153	Ry=1,100	z33=285134,907	Cw=21632749166
RLLF=1,000	Fu=45,700		z22=31135,421	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pr	Mr33	Mr22	Vr2	Vr3	Tr
0,000	0,085	-1219461,67	-957,061	-629,194	-0,668	-2,943

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b)

D/C Ratio: 0,404 = 0,000 + 0,403 + 0,001
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

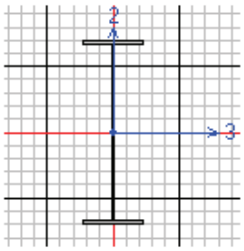
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,333	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,333	1,000	1,046

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity	Pnt/Omega Capacity
Axial	0,085	14597,840	56495,339

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity	Mn/Omega No LTB
Major Moment	-1219461,67	3028545,085	6002086,608
Minor Moment	-957,061	655400,268	



SHEAR CHECK

	Vr Force	Vn/Omega Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	629,194	21609,142	0,029	OK
Minor Shear	0,668	14557,056	4,588E-05	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	629,194	564,407

Figura 4.45 Resultados para el elemento 93 – SAP2000

FUENTE: Propia

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, mm, C

Frame : 43	X Mid: 12000,000	Combo: DSTL2	Design Type: Beam
Length: 8000,000	Y Mid: 3200,000	Shape: W12X14	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 0,000	Z Mid: 0,000	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: ASD	Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,950	2nd Order: General 2nd Order		Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=6,E-06	AlphaPr/Pe=2,E-05	Tau_b=1,000	EA factor=0,800	EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ	Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,500	Rho=1,000	Sds=1,800	
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500		
OmegaB=1,670	OmegaC=1,670	OmegaTY=1,670	OmegaTF=2,000	
OmegaV=1,670	OmegaV-RI=1,500	OmegaVT=1,670		
A=2683,866	I33=36878103,7	r33=117,221	S33=243810,892	Av3=960,514
J=29136,200	I22=982306,121	r22=19,131	S22=19482,856	Av2=1536,771
E=20389,019	fy=35,153	Ry=1,100	z33=285134,907	Cw=21632749166
RLLF=1,000	Fu=45,700		z22=31135,421	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pr	Mr33	Mr22	Vr2	Vr3	Tr
0,000	-0,326	-1218735,27	846,206	-629,127	0,609	2,942

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0,404 = 0,000 + 0,403 + 0,001
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

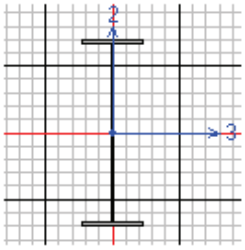
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,333	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,333	1,000	1,046

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity	Pnt/Omega Capacity
Axial	-0,326	14597,840	56495,339

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity	Mn/Omega No LTB
Major Moment	-1218735,27	3027393,134	6002086,608
Minor Moment	846,206	655400,268	



SHEAR CHECK

	Vr Force	Vn/Omega Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	629,127	21609,142	0,029	OK
Minor Shear	0,609	14557,056	4,185E-05	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	629,127	564,543

Figura 4.46 Resultados para el elemento 43 – SAP2000

FUENTE: Propia

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, mm, C

Frame : 223	X Mid: 16000,000	Combo: DSTL9	Design Type: Column
Length: 4000,000	Y Mid: 16000,000	Shape: TS12X8X1/2	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 4000,000	Z Mid: 2000,000	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: ASD	Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,950	2nd Order: General 2nd Order		Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,021	AlphaPr/Pe=0,009	Tau_b=1,000	EA factor=0,800	EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ	Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,500	Rho=1,000	Sds=1,800	
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500		
OmegaB=1,670	OmegaC=1,670	OmegaTY=1,670	OmegaTF=2,000	
OmegaV=1,670	OmegaV-RI=1,500	OmegaVT=1,670		
A=11870,944	I33=146929693,2	r33=111,253	S33=964105,599	Av3=5161,280
J=166908801,7	I22=78251508,0	r22=81,190	S22=770192,008	Av2=7741,920
E=20389,019	fy=35,153	Ry=1,100	z33=1186423,459	
RLLF=1,000	Fu=45,700		z22=896372,413	

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL9)

Location	Pr	Mr33	Mr22	Vr2	Vr3	Tr
4000,000	-5431,297	-2456907,26	-1012848,58	2351,740	413,593	25490,737

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0,165 = 0,013 + 0,098 + 0,054
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

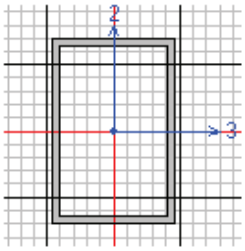
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,435	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,347

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	3,000

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity	Pnt/Omega Capacity
Axial	-5431,297	209248,107	249883,233

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity	Mn/Omega No LTB
Major Moment	-2456907,26	24974200,52	24974200,52
Minor Moment	-1012848,58	18868629,27	

	Tr Moment	Tn Capacity	Tn/Omega Capacity
Torsion	25490,737	29644334,06	17751098,24



SHEAR CHECK

	Vr Force	Vn/Omega Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	2351,740	85557,848	0,027	OK
Minor Shear	413,593	52964,382	0,008	OK

Figura 4.47 Resultados para el elemento 223 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.2. Reacciones en los empotramientos

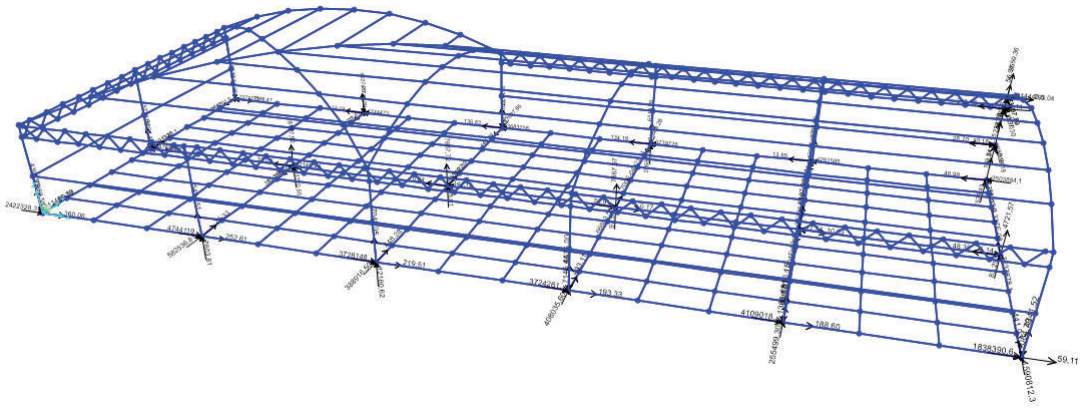


Figura 4.48 Reacciones en los empotramientos – SAP2000

FUENTE: Propia

Las reacciones de los empotramientos se encuentran detalladas en el ANEXO 3, datos necesarios para el análisis que se realiza para el diseño de columnas.

4.2.6.3. Desplazamiento de juntas

Los desplazamientos máximos o deriva de la estructura, proporciona la combinación de carga 8 (COMB8), que se encuentra detallado en el ANEXO virtual, donde los desplazamientos están de manera descendente para facilitar la observación de máximos desplazamientos.

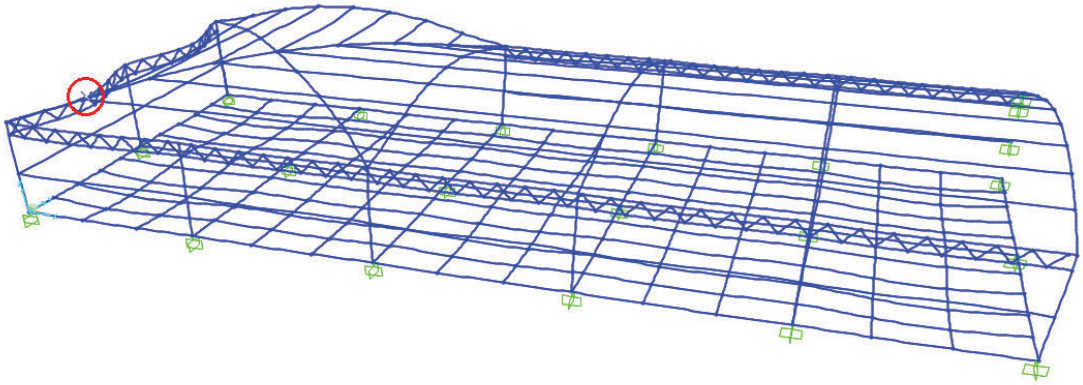


Figura 4.49 Máximo desplazamiento – SAP2000

FUENTE: Propia

Tabla 4.11 Desplazamientos máximos en juntas

TABLE: Joint Displacements						
Joint	**U1**	**U2**	**U3**	**R1**	**R2**	**R3**
Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
354	3,6022	-0,130581	-0,264671	0,000005	0,000628	-0,000089
339	3,481264	-0,142643	-0,230822	-0,000013	0,000695	0,000142
353	3,283761	-0,132111	-0,256547	0,000027	0,000347	0,000297
352	3,282476	-0,136866	-0,236932	0,000047	0,000578	0,000683
341	3,211409	-0,13728	-0,197623	-0,000049	0,000625	-0,000641

FUENTE: Propia

A continuación se muestra las gráficas de la simulación correspondientes a: fuerza axial, cortante, momento, esfuerzo. Las gráficas tendrán una escala automática para que se puedan observar claramente los diagramas.

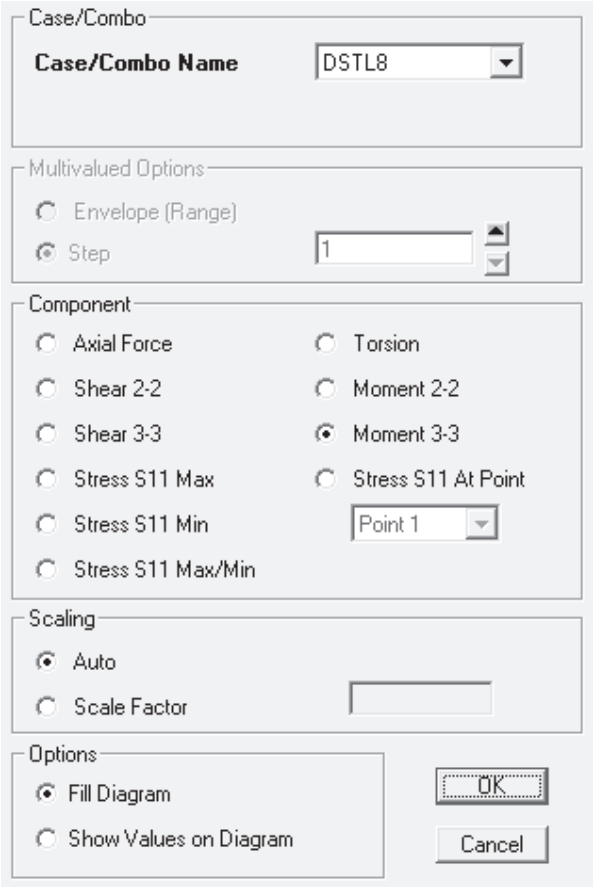


Figura 4.50 Módulo para seleccionar diagramas – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.4. Fuerza axial

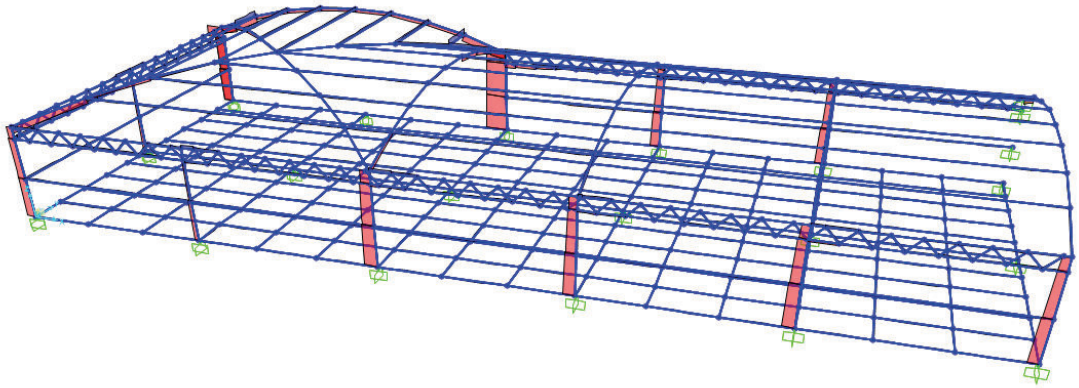


Figura 4.51 Diagrama fuerza axial – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.5. Cortante 2-2

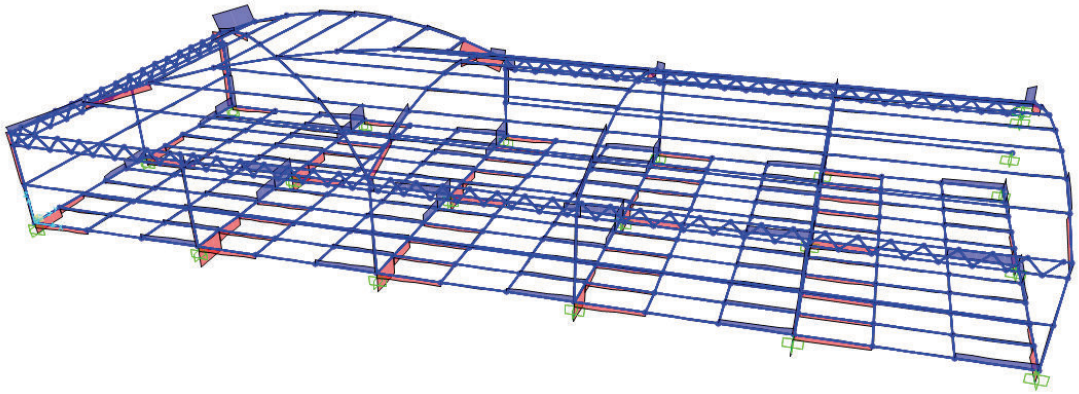


Figura 4.52 Diagrama cortante 2-2 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.6. Cortante 3-3

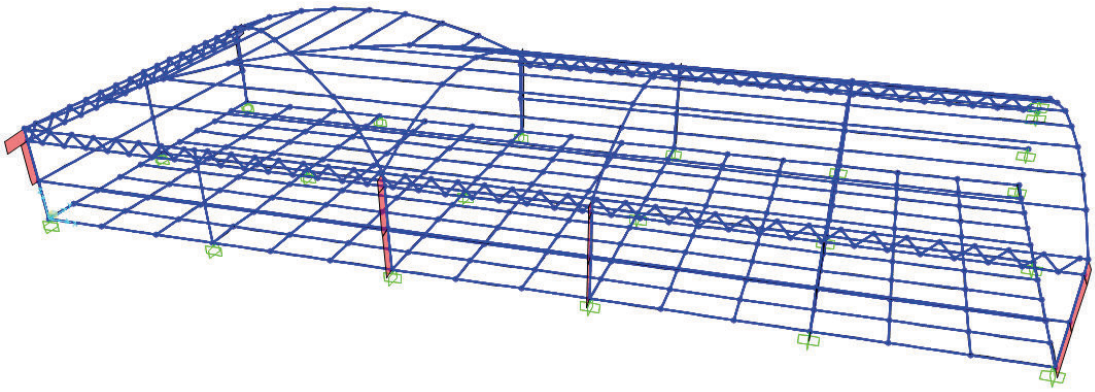


Figura 4.53 Diagrama cortante 3-3 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.7. Momento 2-2

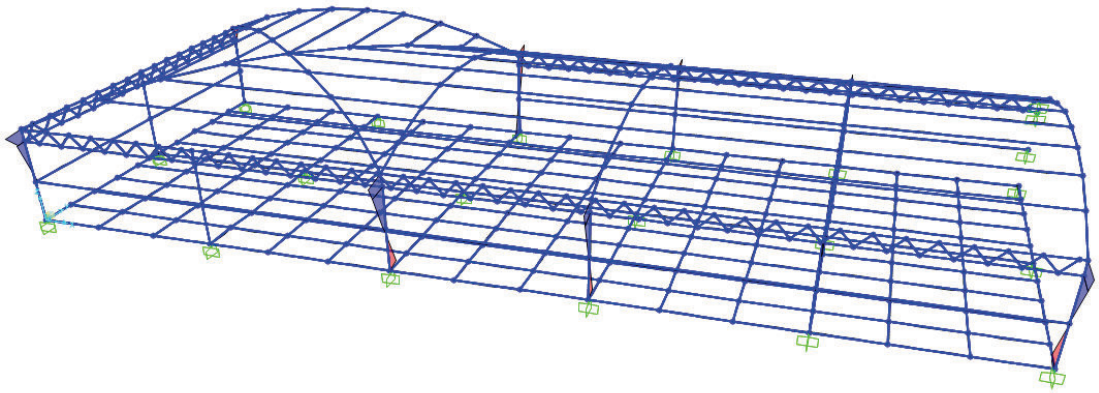


Figura 4.54 Diagrama momento 2-2 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.8. Momentos 3-3

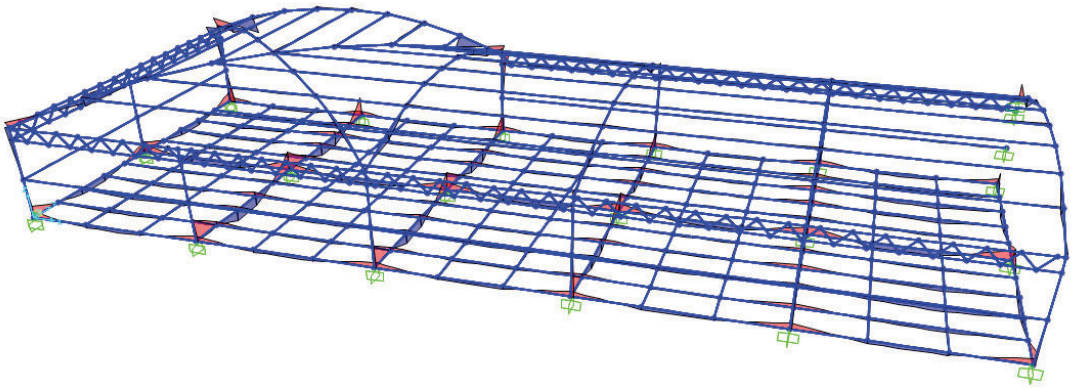


Figura 4.55 Diagrama momento 3-3 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.9. Esfuerzo máximo

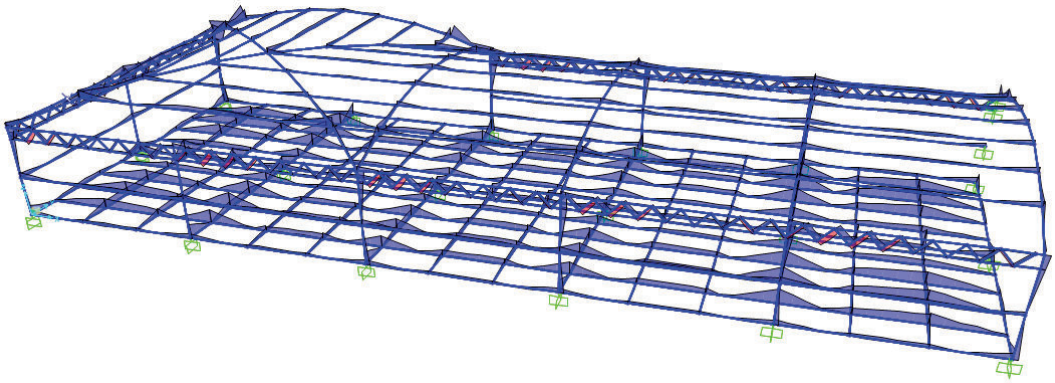


Figura 4.56 Diagrama esfuerzo máximo – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.6.10. Esfuerzo mínimo

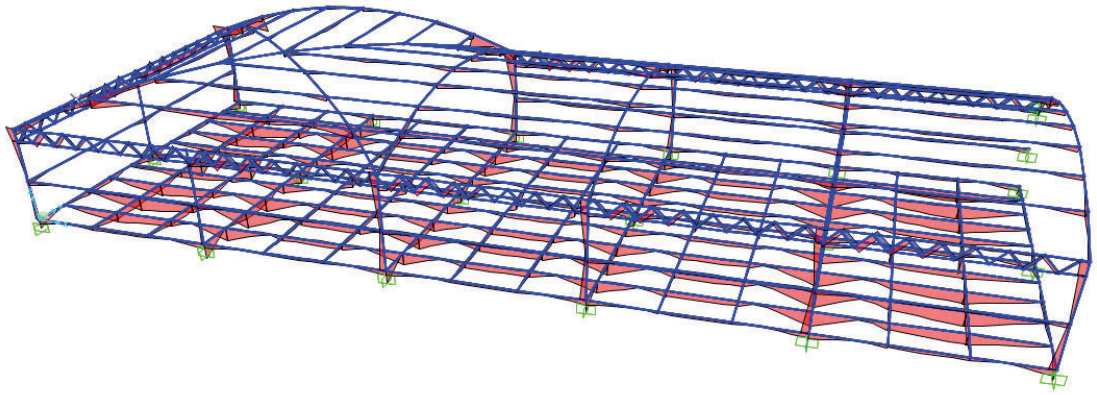


Figura 4.57 Diagrama esfuerzo mínimo – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.7. EJEMPLO DE CÁLCULO

4.2.7.1. Cálculo del miembro estructural 252

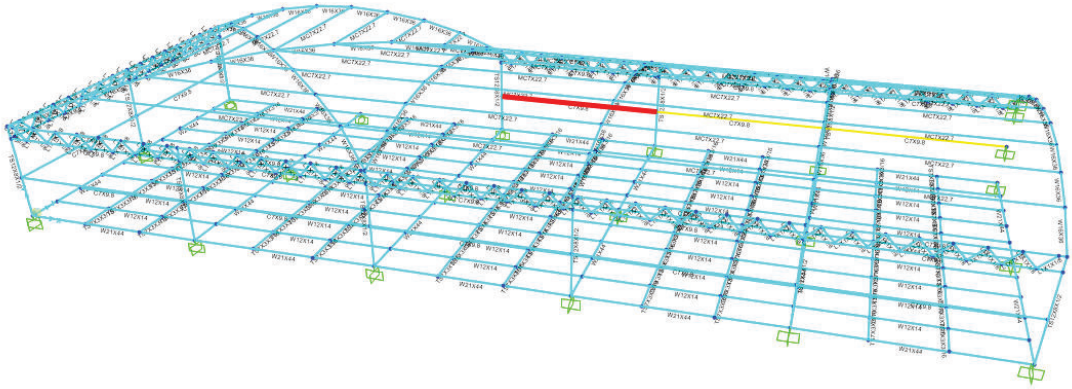


Figura 4.58 Ejemplo de cálculo frame 252 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.7.1.1. Cargas axiales de compresión

Los miembros sujetos a compresión se clasifican de dos formas, miembros esbeltos y miembros no esbeltos. En la Figura 2.13 se presentan las fórmulas para comprobar si la sección del perfil es esbelta o no esbelta para compresión.

Se utilizará el caso 1, que proporciona las siguientes relaciones a comparar.

$$\frac{b}{t} \quad \leq \quad 0{,}56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Los datos necesarios para resolver esta ecuación son tomados de la Figura 4.10; Figura 4.11 y Figura 4.42

$b = 53{,}086 \ \ mm$

$t = 9{,}2964 \ \ mm$

$E = 20389{,}018 \ \ Kg/mm^2$

$F_y = 35{,}153 \ \ Kg/mm^2$

$$\frac{53{,}086}{9{,}2964} \quad \leq \quad 0{,}56\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$5{,}71 \quad \leq \quad 13{,}49$$

Al cumplir la condición, se tiene que el perfil es ***no esbelto***.

El cálculo del esfuerzo crítico de pandeo se basa en la aplicación de la esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right)$ para lo que es necesario definir el factor de apoyo K.

Según la Norma AISC en su apéndice 7, sección 7.2; indica que para miembros en compresión cuyas condiciones no estén bien definidas se recomienda utilizar el factor de apoyo $K = 1$.

Se recomienda que el valor de la esbeltez $\frac{KL}{r}$ no sea mayor a 200. Se toma el valor $r_{yy} = 14{,}751 \ \ mm$; ya que es el menor

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 8000 \ mm}{14{,}751} = 542{,}336$$

Ahora se calcula el esfuerzo de Euler con la longitud efectiva de la columna KL, que se ocupará para el cálculo del esfuerzo de pandeo por flexión de una columna.

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 20389{,}018\ Kg/mm^2}{(542{,}336)^2}$$

$$F_e = 0{,}6842\ Kg/mm^2$$

Para el cálculo de F_{cr} (esfuerzo de pandeo por flexión de una columna), debe cumplir la condición de uno de los casos.

Caso B:

$$\frac{KL}{r} > 4{,}71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{KL}{r} > 4{,}71 \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018\ Kg/mm^2}{35{,}153\ Kg/mm^2}}$$

$$542{,}336 > 113{,}433 \qquad OK$$

Al cumplir la condición del caso B, se procede al cálculo del esfuerzo de pandeo por flexión con la Ecuación 2.29

$$F_{cr} = 0{,}877\ F_e$$

$$F_{cr} = 0{,}877\ \cdot\ 0{,}6842\ Kg/mm^2$$

$$F_{cr} = 0{,}600043\ Kg/mm^2$$

Para elementos no esbeltos, el método ASD requiere calcular la resistencia nominal en compresión con la Ecuación 2.24; calculada con el área de la sección transversal de la Figura 4.42

$A_g = 1851{,}609\ mm^2$

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

$$P_n = 0{,}600043\ \frac{Kg}{mm^2} \cdot\ 1851{,}609\ mm^2$$

$$P_n = 1111{,}05\ \ Kg$$

Aplicando el factor de seguridad se obtiene la resistencia permisible

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

Según el AISC $\Omega_c = 1{,}67$.

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1111{,}05\ \ Kg}{1{,}67}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 665{,}29\ \ Kg$$

Con los resultados obtenidos en el ejemplo de cálculo, se puede comparar con los valores emitidos por el software SAP2000 de resistencia permisible en compresión del elemento estructural.

Para luego obtener el índice de trabajo al cual está sometido el elemento, que se calcula mediante la Ecuación 2.39

La fuerza a compresión que el elemento está soportando es igual a $P_r = -570{,}735$ Kg

	Pr Force	Pnc/Omega Capacity
Axial	-570,735	665,288

Figura 4.59 Fuerza real y permisible a compresión – Frame 252

FUENTE: Propia

La resistencia permisible a compresión calculada mediante fórmulas proporcionadas por el manual AISC y el proporcionado por el software son los siguientes:

$\frac{P_n}{\Omega_c} = 665{,}29\ Kg$ Cálculo manual

$\frac{P_n}{\Omega_c} = 665{,}288\ Kg$ SAP2000

El error entre los valores de resistencia admisible obtenidos mediante cálculo manual y el proporcionado por el software es 1,5%.

$$I_c = \frac{P_r}{P_n/\Omega_c}$$

$$I_c = \frac{570{,}735}{665{,}29}$$

$$I_c = 0{,}858$$

4.2.7.1.2. Diseño de elementos sometidos a flexión

Para el diseño de elementos a flexión es primordial definir si la sección del elemento es compacta o no compacta, mediante la tabla B4.1b de la AISC. Para una selección correcta de la forma de diseñar elementos a flexión se toman en cuenta los criterios de la Figura 2.20

De la tabla B4.1b se calcula la relación ancho-espesor correspondiente al alma y patín del perfil estructural.

Patín

$$\frac{b}{t} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boldsymbol{\lambda_p}$$

$$\frac{53{,}086}{9{,}2964} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$5{,}71 \leq 9{,}15 \qquad \boldsymbol{OK}$$

$$\frac{b}{t} \leq 1{,}0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \lambda_r$$

$$\frac{53{,}086}{9{,}2964} \leq 1{,}0\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$5{,}71 \leq 24{,}08 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Alma

$$\frac{h}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boldsymbol{\lambda_p}$$

$$\frac{177{,}8}{5{,}334} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$33{,}33 \leq 90{,}55 \qquad \boldsymbol{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 5{,}70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boldsymbol{\lambda_p}$$

$$\frac{177{,}8}{5{,}334} \leq 5{,}70\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$33{,}33 \leq 137{,}28 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Para efecto del cálculo de los elementos sometidos a flexión se usará la sección F2 de la AISC; ya que el perfil utilizado es de sección compacta

4.2.7.1.3. Consideraciones generales de la Norma AISC

La resistencia permisible a flexión según el AISC para el método de diseño ASD se lo define de la siguiente manera:

$$\frac{M_n}{\Omega_b}$$

Ecuación 4.1

Donde:

$\Omega_b = 1{,}67$: Factor de seguridad en flexión

Para elementos con simetría simple con una única curvatura y para todos los elementos con doble simetría se utiliza el *factor de modificación para pandeo lateral torsional* debido a los diagramas de momentos no uniformes, este factor se define con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot M_{max}}{2{,}5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C}$$

Ecuación 4.2

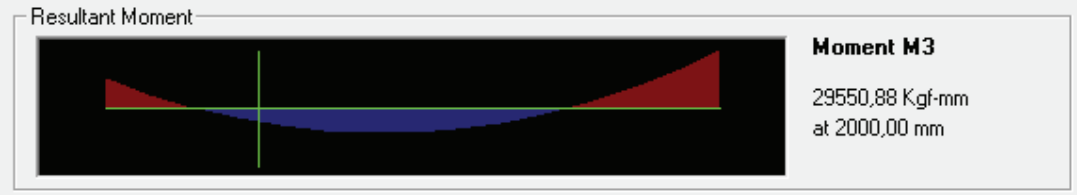


Figura 4.60 Momento a 1/4 de la distancia

FUENTE: Propia

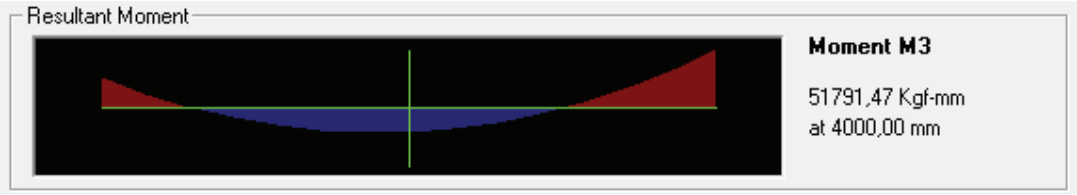


Figura 4.61 Momento a ½ de la distancia

FUENTE: Propia

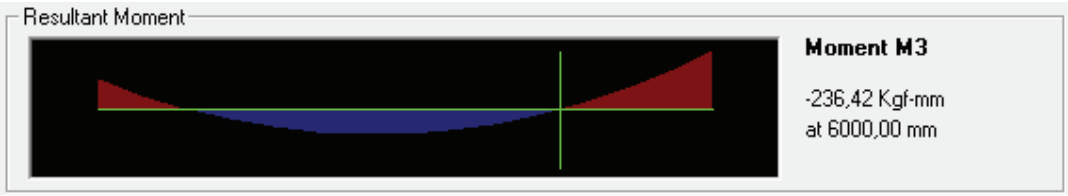


Figura 4.62 Momento a ¾ de la distancia

FUENTE: Propia

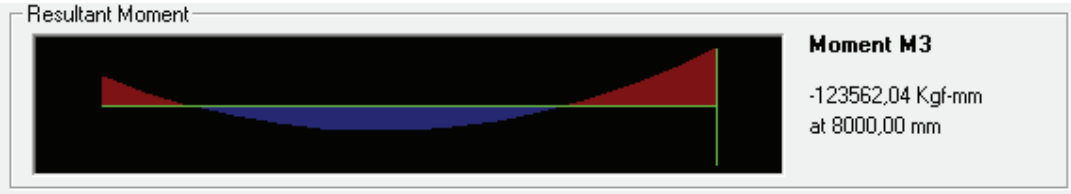


Figura 4.63 Momento máximo del elemento

FUENTE: Propia

Donde:

$M_{max} = -123562{,}04 \ Kgf.mm$

$M_A = 29550{,}88 \ Kgf.mm$

$M_B = 51791{,}47 \ Kgf.mm$

$M_C = -236{,}42 \ Kgf.mm$

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot (123562{,}04)}{2{,}5 \cdot (123562{,}04) + 3 \cdot 29550{,}88 + 4 \cdot 51791{,}47 + 3 \cdot (236{,}42)}$$

$$C_b = 2{,}551$$

Según la AISC se debe conocer en qué zona trabaja el elemento, para esto es necesario calcular los valores de las longitudes límites $L_p \ y \ L_r$ con la Ecuación 2.47 y Ecuación 2.48, respectivamente.

$$L_p = 1{,}76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1{,}76 \cdot 14{,}751 \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$L_p = 625{,}246 \ mm$$

Para canales con doble simetría se utiliza la Ecuación 2.51

$C_w = 2464795522{,}0 mm^6$

$I_y = 402912{,}018 \, mm^4$

$$c = \frac{h_o}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$c = \frac{168{,}402\ mm}{2} \cdot \sqrt{\frac{402912{,}018\ mm^4}{2464795522{,}0 mm^6}}$$

$$c = 1{,}07654$$

$$L_r = 1{,}95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0{,}7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

$r_{ts} = 17{,}729\ mm$

$J = 41623{,}143\ mm^4$

$S_x = 99726{,}986\ mm^3$

$h_o = 168{,}402\ mm$

L_r

$$= 1{,}95 \cdot 17{,}729\ \cdot \frac{20389{,}018}{0{,}7 \cdot 35{,}153}$$

$$\cdot \sqrt{\frac{41623{,}143 \cdot 1{,}07654}{99726{,}986 \cdot 168{,}402} + \sqrt{\left(\frac{41623{,}143 \cdot 1{,}07654}{99726{,}986 \cdot 168{,}402}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 \cdot 35{,}153}{20389{,}018}\right)^2}}$$

$$L_r = 2094{,}46\ mm$$

En el caso del elemento estructural sometido a comprobación $L_b = 8000\ mm$

CASO 3:

$$L_b > L_r$$

$$8000\ mm > 2094{,}46\ mm \qquad OK$$

Ahora se procede a calcular el esfuerzo crítico a flexión, seguidamente del momento nominal del elemento.

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{2{,}551 \cdot \pi^2 \cdot 20389{,}018}{\left(\frac{8000}{17{,}729}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \cdot \frac{41623{,}143 \cdot 1{,}07654}{99726{,}986 \cdot 168{,}402} \cdot \left(\frac{8000}{17{,}729}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 16{,}6041\ Kgf/mm^2$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$Z_x = 116675{,}894\ mm^3$

$$M_p = 35{,}153 \cdot 116675{,}894$$

$$M_p = 4{,}1015\ \cdot 10^6\ \ Kgf.mm$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x$$

$$M_n = 16{,}6041 \frac{Kgf}{mm^2} \cdot 99726{,}986\ mm^3$$

$$M_n = 1.65588\ \cdot 10^6\ \ Kgf.mm$$

Una vez definida la resistencia nominal del elemento sometido a flexión se determina la resistencia permisible con la Ecuación 2.46

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{1.65588 \cdot 10^6}{1{,}67}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 991543 \ \ Kgf.mm$$

Con los resultados obtenidos en el ejemplo de cálculo, se puede comparar con los valores emitidos por el software SAP2000 de resistencia permisible en flexión del elemento estructural.

Para luego obtener el índice de trabajo al cual está sometido el elemento, que se calcula mediante la Ecuación 2.58

El momento generado por flexión es igual a $M_r = -123562{,}042\ \text{Kg}$

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity
Major Moment	-123562,042	994294,819
Minor Moment	-181,703	344680,480

Figura 4.64 Momento real y permisible a flexión – Frame 252

FUENTE: Propia

La resistencia permisible a flexión calculada mediante fórmulas proporcionadas por el manual AISC y el proporcionado por el software son los siguientes:

$\frac{M_n}{\Omega_c} = 991543 \ \ Kgf.mm$ Cálculo manual

$\frac{M}{\Omega_c} = 994294{,}819 \ \ Kgf.mm$ SAP2000

El error entre los valores de resistencia admisible obtenidos mediante cálculo manual y el proporcionado por el software es 0,28%.

$$I_b = \frac{M_r}{M_n/\Omega_b}$$

$$I_b = \frac{123562{,}042}{991543}$$

$$I_b = 0{,}12$$

A continuación se indica los diagramas de fuerzas, cortante, momentos, esfuerzos, de la viga calculada.

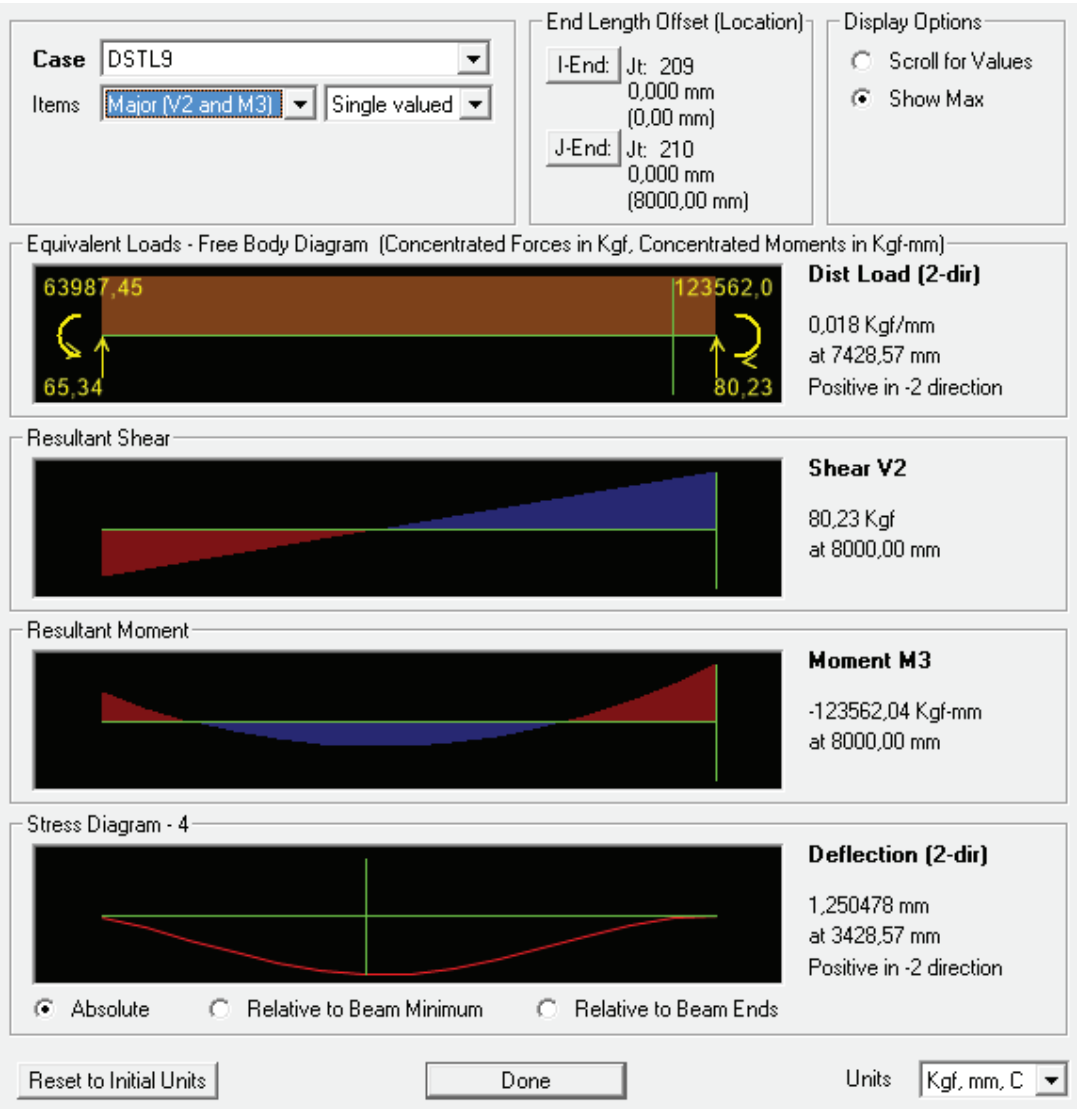


Figura 4.65 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 252 – SAP2000

FUENTE: Propia

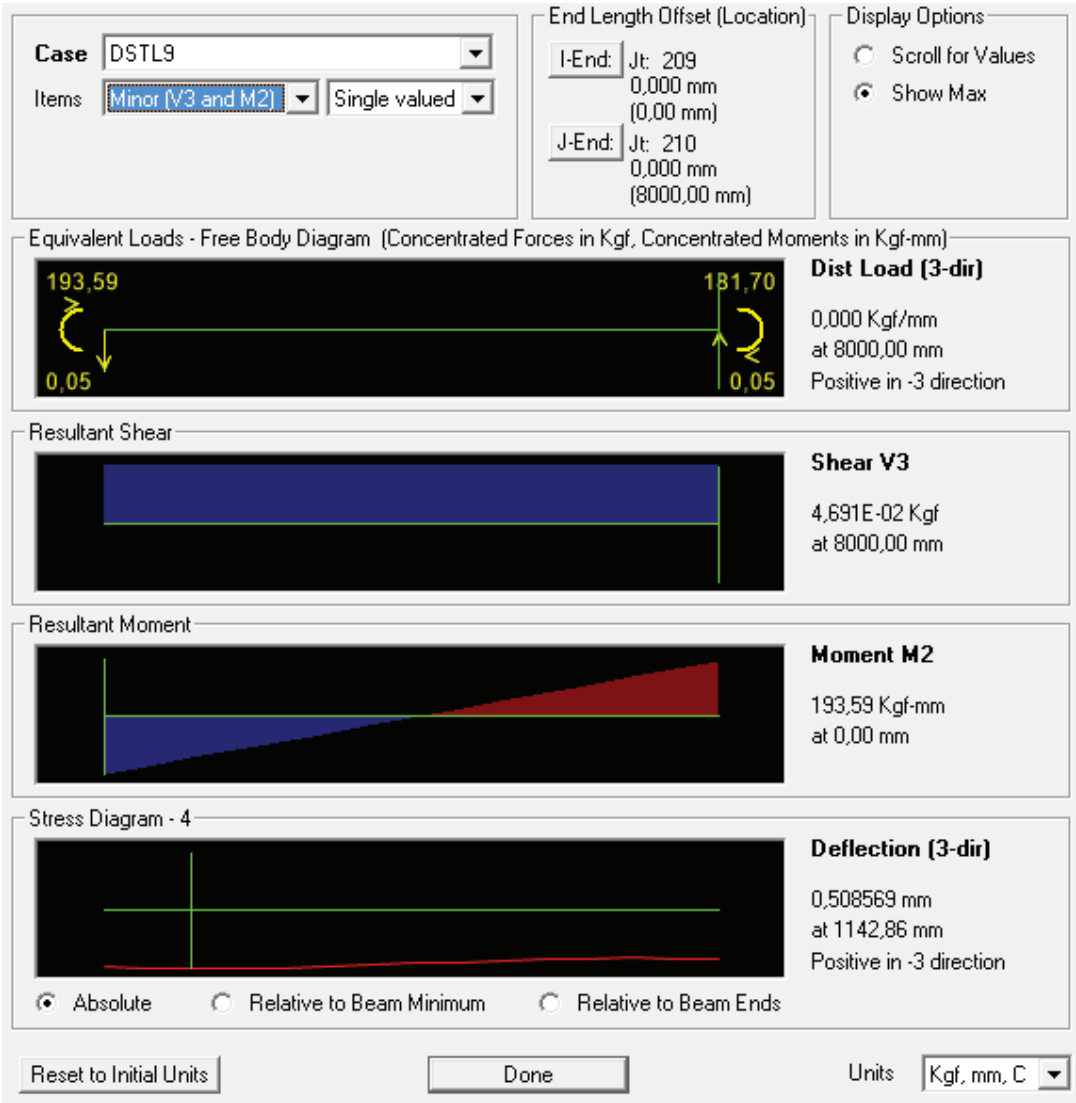


Figura 4.66 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 252 – SAP2000

FUENTE: Propia

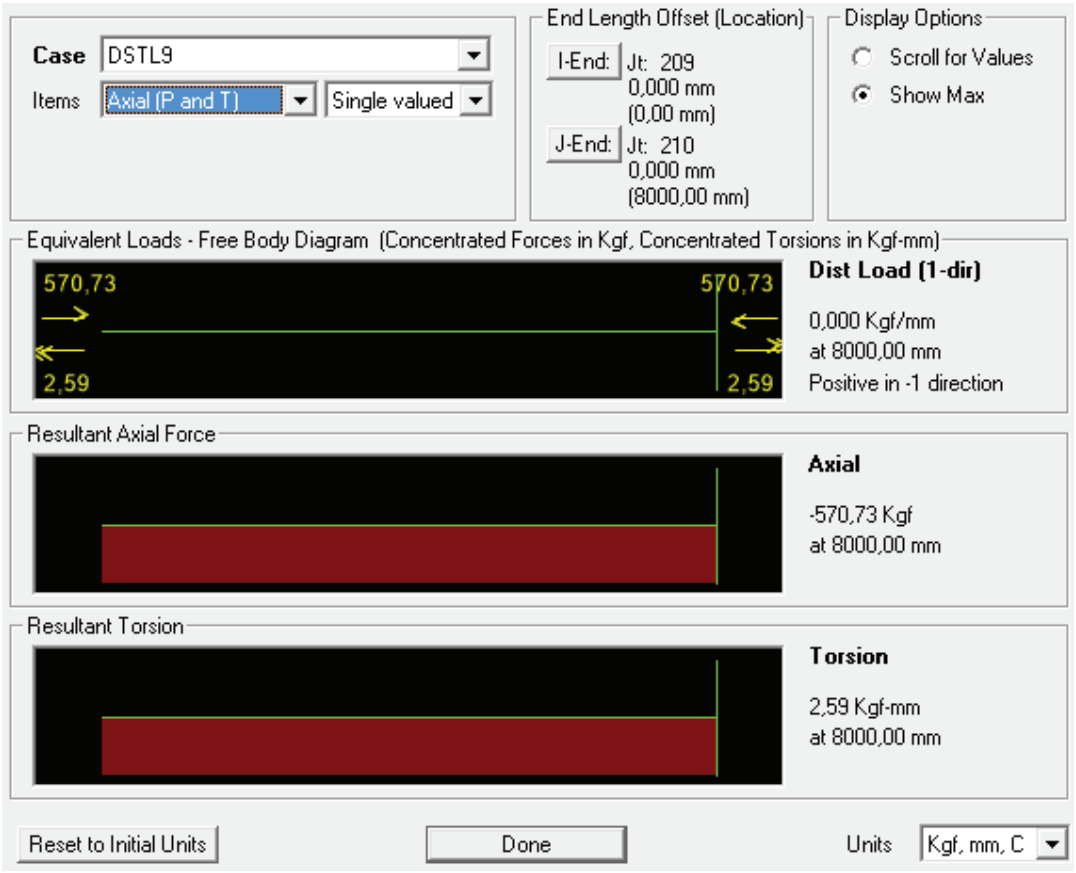


Figura 4.67 Fuerza axial, torsión, máximos. Frame 252 – SAP2000

FUENTE: Propia

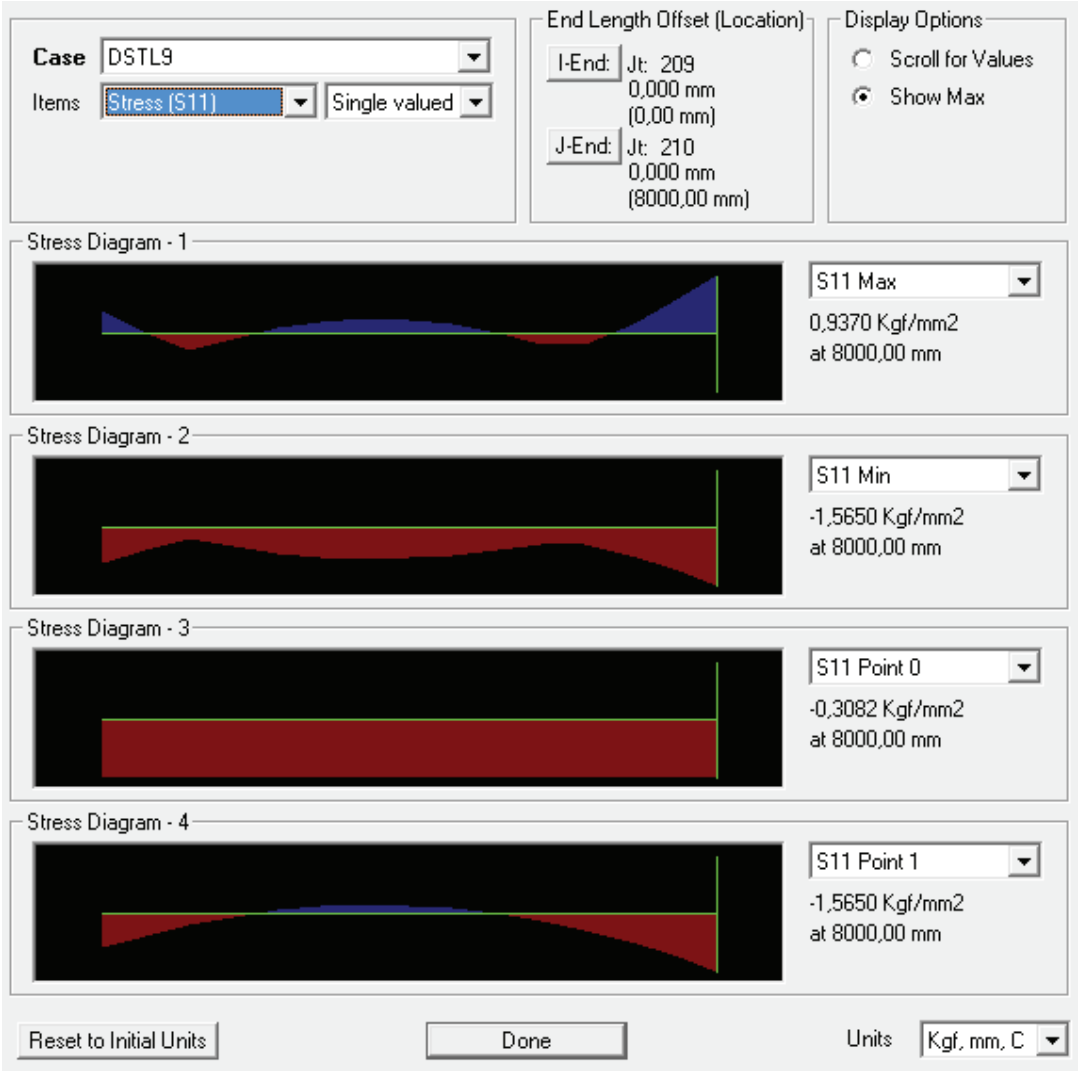


Figura 4.68 Esfuerzos máximos. Frame 252 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.7.2. Cálculo del miembro estructural 93

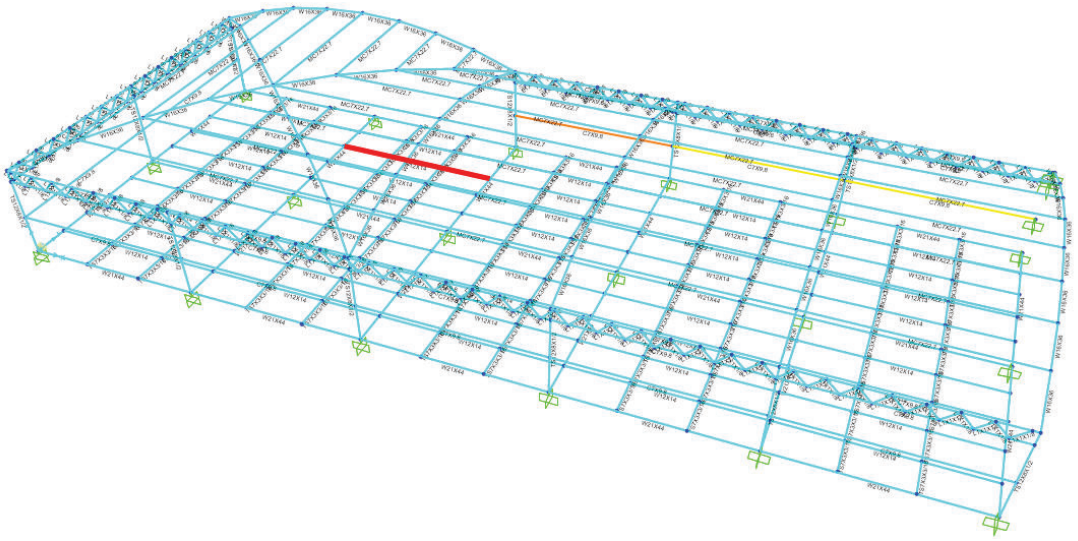


Figura 4.69 Ejemplo de cálculo frame 93 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.7.2.1. Cargas axiales de compresión

Los miembros sujetos a compresión se clasifican de dos formas, miembros esbeltos y miembros no esbeltos. En la Figura 2.13 se presentan las fórmulas para comprobar si la sección del perfil es esbelta o no esbelta para compresión.

Se utilizará el caso 1, que proporciona las siguientes relaciones a comparar.

$$\frac{b}{t} \quad \leq \quad 0{,}56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Los datos necesarios para resolver esta ecuación son tomados de la Figura 4.6 Dimensiones del perfil de la viga transversal – SAP2000, Figura 4.7 Propiedades

del perfil de la viga transversal – SAP2000 y Figura 4.45 Resultados para el elemento 93 – SAP2000

$b = 50{,}419 \ \ mm$

$t = 5{,}715 \ \ mm$

$h = 302{,}514 \ \ mm$

$t_w = 5{,}08 \ \ mm$

$E = 20389{,}018 \ \ Kg/mm^2$

$F_y = 35{,}153 \ \ Kg/mm^2$

$$\frac{50{,}419}{5{,}715} \quad \leq \quad 0{,}56\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$8{,}82 \quad \leq \quad 13{,}49$$

Al cumplir la condición, se tiene que el perfil es ***no esbelto***.

En este elemento estructural no existen cargas a compresión, mientras que las cargas de tensión son prácticamente despreciables, generando un índice de trabajo igual a cero. Por ésta razón se procede a realizar cálculos correspondientes a flexión.

4.2.7.2.2. Diseño de elementos sometidos a flexión

Para el diseño de elementos a flexión es primordial definir si la sección del elemento es compacta o no compacta, lo cual se puede definir mediante la tabla B4.1b de la AISC. Para una selección correcta de la forma de diseñar elementos a flexión se toman en cuenta los criterios de la Figura 2.20

De la tabla B4.1b se calcula la relación ancho-espesor correspondiente al alma y patín del perfil estructural.

Patín

$$\frac{b}{t} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boldsymbol{\lambda_p}$$

$$\frac{50{,}419}{5{,}715} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$8{,}82 \leq 9{,}15 \qquad \boldsymbol{OK}$$

$$\frac{b}{t} \leq 1{,}0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \lambda_r$$

$$\frac{50{,}419}{5{,}715} \leq 1{,}0\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$8{,}82 \leq 24{,}08 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Alma

$$\frac{h}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boldsymbol{\lambda_p}$$

$$\frac{302{,}514}{5{,}08} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$59{,}55 \leq 90{,}55 \qquad \boldsymbol{OK}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 5{,}70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boldsymbol{\lambda_p}$$

$$\frac{302{,}514}{5{,}08} \leq 5{,}70\sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$59{,}55 \leq 137{,}28 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Para efecto del cálculo de los elementos sometidos a flexión se usará la sección F2 de la AISC; ya que el perfil utilizado es de sección compacta

4.2.7.2.3. Consideraciones generales de la Norma AISC

La resistencia permisible a flexión según el AISC para el método de diseño ASD se lo define de la siguiente manera:

$$\frac{M_n}{\Omega_b}$$

Ecuación 4.3

Donde:

$\Omega_b = 1{,}67$: Factor de seguridad en flexión

Para elementos con simetría simple con una única curvatura y para todos los elementos con doble simetría se utiliza el *factor de modificación para pandeo lateral torsional* debido a los diagramas de momentos no uniforme, este factor se define con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot M_{max}}{2{,}5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C}$$

Ecuación 4.4

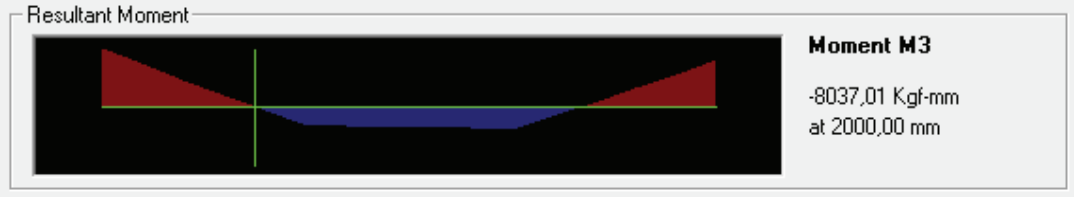


Figura 4.70 Momento a 1/4 de la distancia

FUENTE: Propia

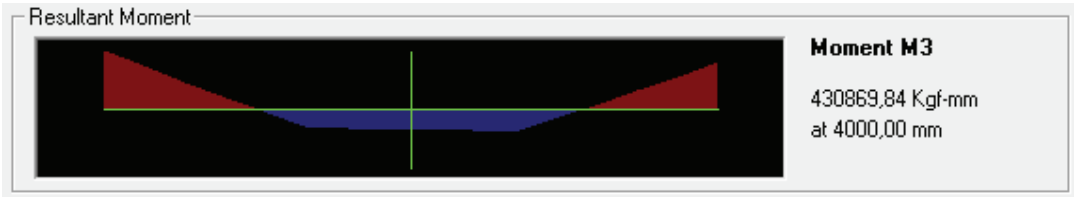


Figura 4.71 Momento a ½ de la distancia

FUENTE: Propia

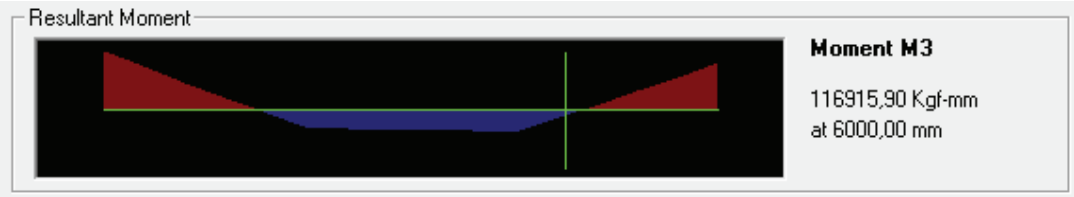


Figura 4.72 Momento a ¾ de la distancia

FUENTE: Propia

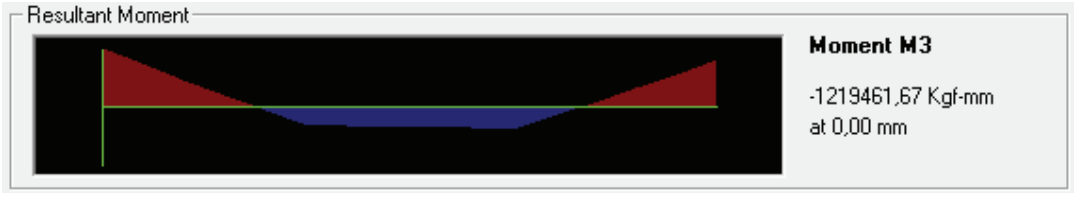


Figura 4.73 Momento máximo del elemento

FUENTE: Propia

Donde:

$M_{max} = -1219461{,}67\ \ Kgf.mm$

$M_A = -8037{,}01\ \ Kgf.mm$

$M_B = 430869{,}84\ \ Kgf.mm$

$M_C = 116915{,}90\ \ \ Kgf.mm$

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot (1219461{,}67)}{2{,}5 \cdot (1219461{,}67) + 3 \cdot 8037{,}01 + 4 \cdot 430869{,}84 + 3 \cdot (116915{,}90)}$$

$$C_b = 2{,}962$$

Según la AISC se debe conocer en qué zona trabaja el elemento, para esto es necesario calcular los valores de las longitudes límites $L_p\ y\ L_r$ con la Ecuación 2.47 y Ecuación 2.48, respectivamente.

$$L_p = 1{,}76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1{,}76\ \cdot\ 19{,}131\ \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018}{35{,}153}}$$

$$L_p = 810{,}9\ \ mm$$

Para perfiles en I con doble simetría, $c = 1{,}0$

$$L_r = 1{,}95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0{,}7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

$r_{ts} = 24{,}41\ mm$

$J = 29136{,}2\ mm^4$

$S_x = 243810{,}892\ mm^3$

$h_o = 297{,}18\ mm$

L_r

$$= 1{,}95 \cdot 24{,}41\ \cdot \frac{20389{,}018}{0{,}7 \cdot 35{,}153}$$

$$\cdot \sqrt{\frac{29136{,}2 \cdot 1}{243810{,}892 \cdot 297{,}18} + \sqrt{\left(\frac{29136{,}2 \cdot 1}{243810{,}892 \cdot 297{,}18}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 \cdot 35{,}153}{20389{,}018}\right)^2}}$$

$$L_r = 2355{,}1\ mm$$

En el caso del elemento estructural sometido a comprobación $L_b = 2666{,}667\ mm$

CASO 3:

$$L_b > L_r$$

$$2666.667\ mm > 2355{,}1\ mm \qquad OK$$

Ahora se procede a calcular el esfuerzo crítico a flexión, seguidamente del momento nominal del elemento.

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{2{,}962 \cdot \pi^2 \cdot 20389{,}018}{\left(\frac{2666{,}667}{24{,}41}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \cdot \frac{29136{,}2 \cdot 1}{243810{,}892 \cdot 297{,}18} \cdot \left(\frac{2666{,}667}{24{,}41}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 20{,}6762\ Kgf/mm^2$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = 285134{,}907\ mm^3$$

$$M_p = 35{,}153 \cdot 285134{,}907$$

$$M_p = 1{,}0023\ \cdot 10^7\ \ Kgf.mm$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x$$

$$M_n = 20{,}6762 \frac{Kgf}{mm^2} \cdot 243810{,}892\ mm^3$$

$$M_n = 5{,}04109\ \cdot 10^6\ \ Kgf.mm$$

Una vez definida la resistencia nominal del elemento sometido a flexión se determina la resistencia permisible con la Ecuación 2.46

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{5{,}04109\ \cdot 10^6}{1{,}67}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 3018618{,}098\ Kgf.mm$$

Con los resultados obtenidos en el ejemplo de cálculo, se puede comparar con los valores emitidos por el software SAP2000 de resistencia permisible en flexión del elemento estructural.

Para luego obtener el índice de trabajo al cual está sometido el elemento, que se calcula mediante la Ecuación 2.58

El momento generado por flexión es igual a $M_r = -1219461{,}67\ \mathrm{Kg}$

	Mr Moment	Mn/Omega Capacity
Major Moment	-1219461,67	3028545,085
Minor Moment	-957,061	655400,268

Figura 4.74 Momento real y permisible a flexión – Frame 93

La resistencia permisible a flexión calculada mediante fórmulas proporcionadas por el manual AISC y el proporcionado por el software son los siguientes:

$\frac{M_n}{\Omega_c} = 3018618{,}098\ Kgf.mm$ Cálculo manual

$\frac{M}{\Omega_c} = 3028545{,}85\ Kgf.mm$ SAP2000

El error entre los valores de resistencia admisible obtenidos mediante cálculo manual y el proporcionado por el software es 0,33%.

$$I_b = \frac{M_r}{M_n/\Omega_b}$$

$$I_b = \frac{1219461{,}67}{3018618{,}098}$$

$$I_b = 0{,}403$$

A continuación se indica los diagramas de fuerzas, cortante, momentos, esfuerzos, de la viga calculada.

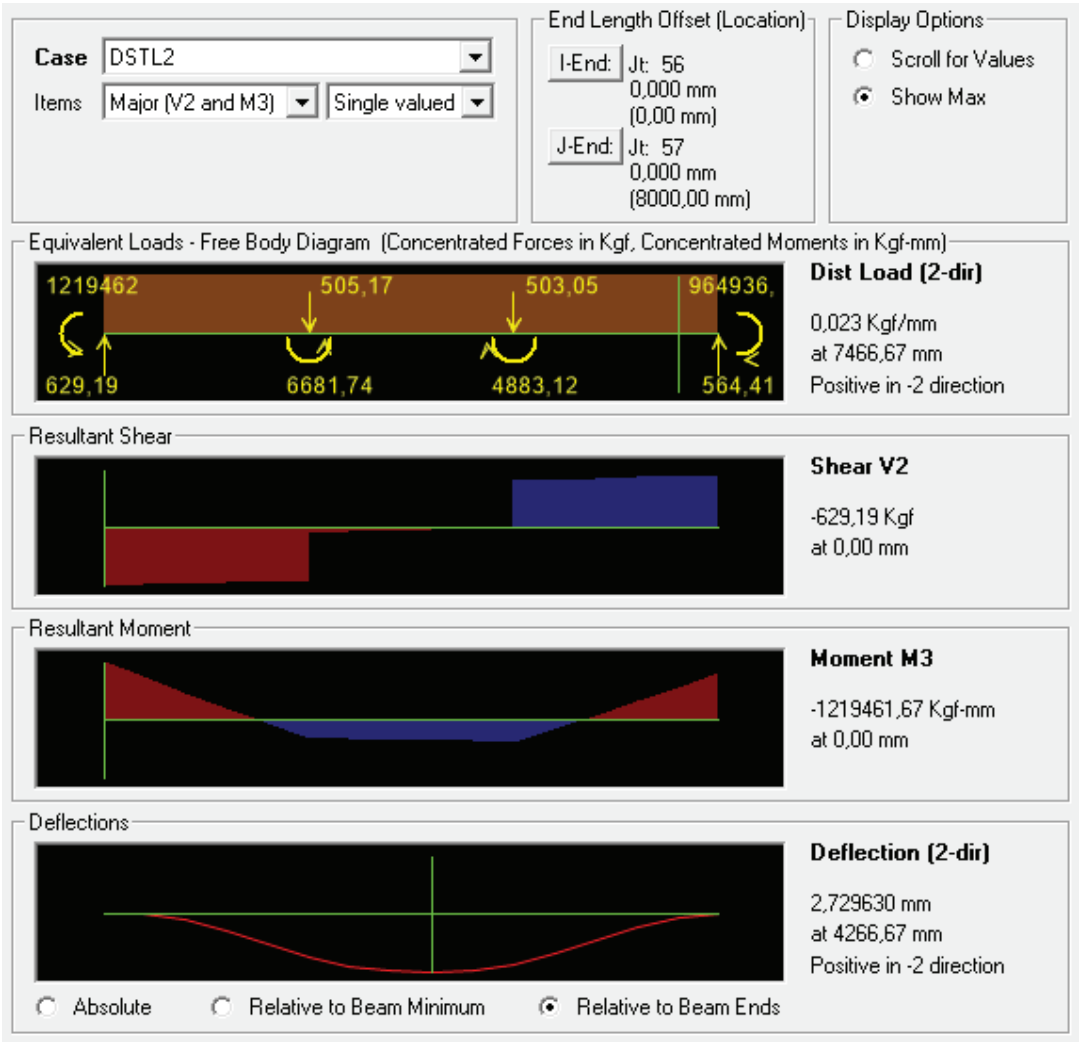


Figura 4.75 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 93 – SAP2000

FUENTE: Propia

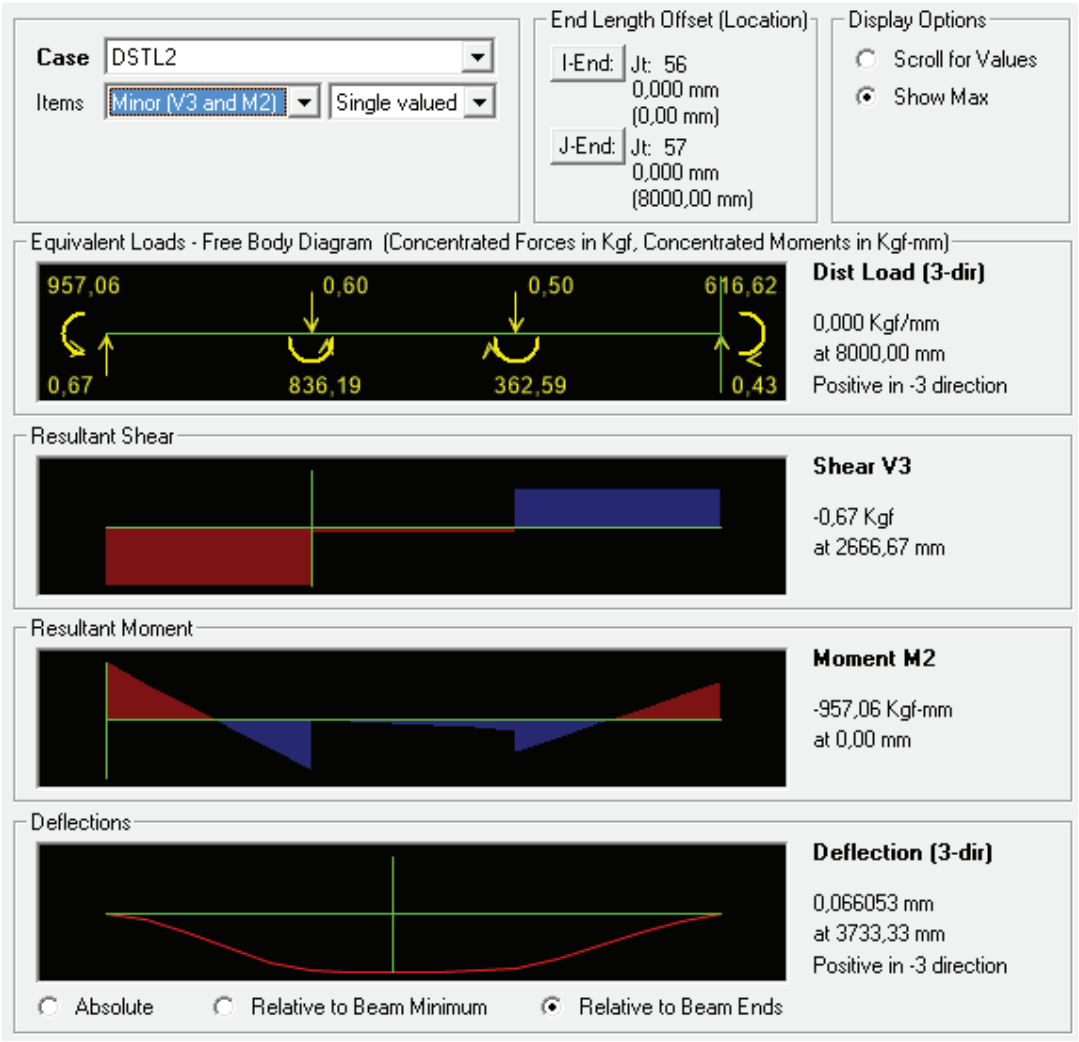


Figura 4.76 Momento, cortante, deflexión, máximos. Frame 93 – SAP2000

FUENTE: Propia

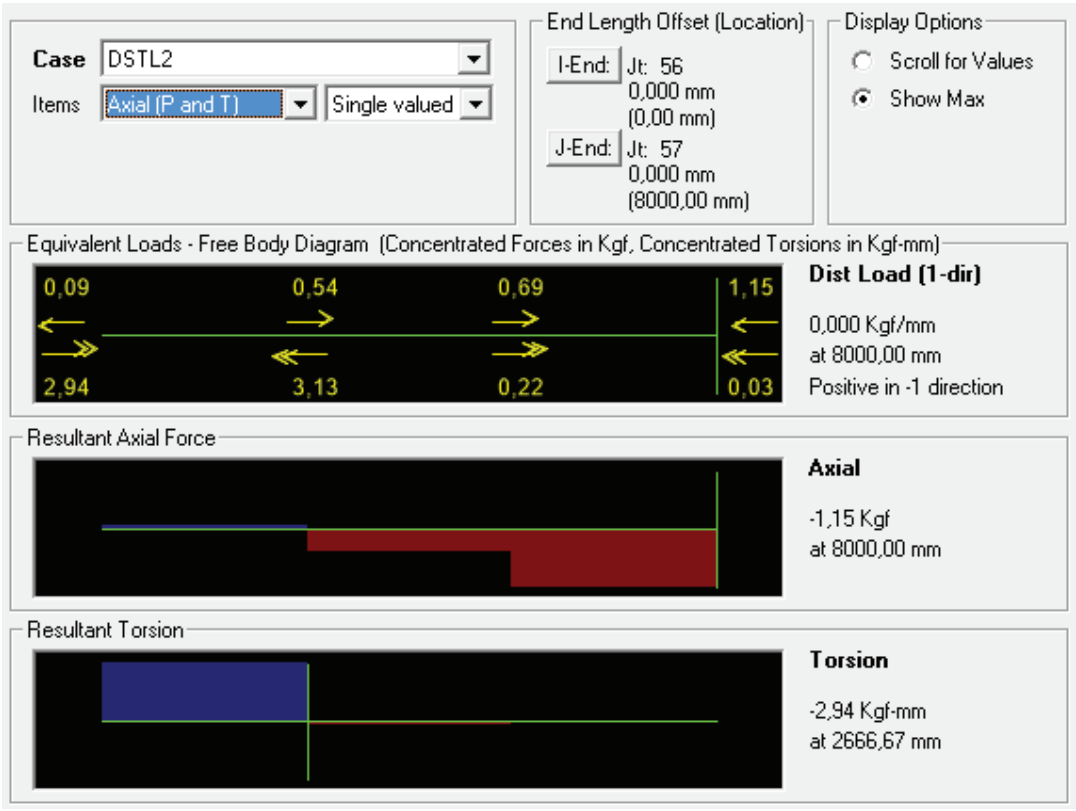


Figura 4.77 Fuerza axial, torsión, máximos. Frame 93 – SAP2000

FUENTE: Propia

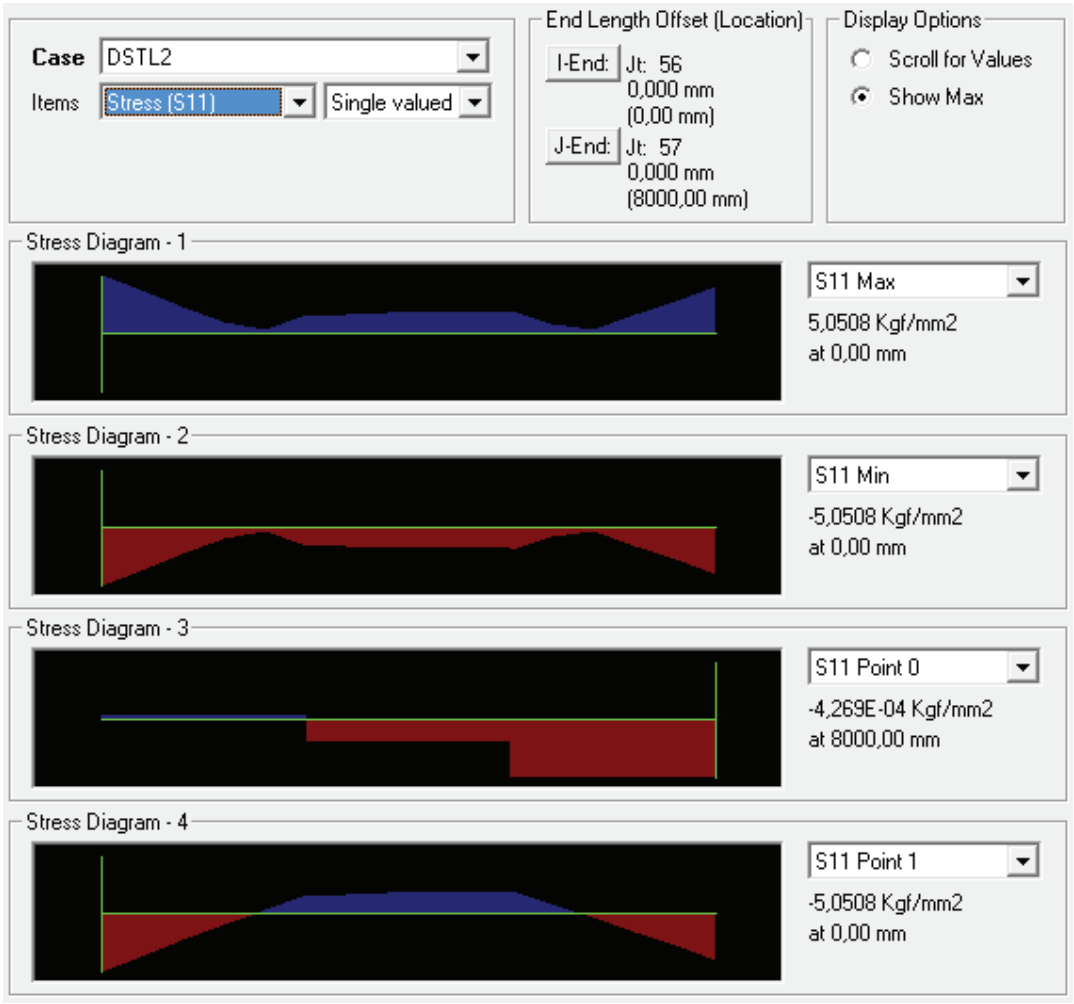


Figura 4.78 Esfuerzos máximos. Frame 93 – SAP2000

FUENTE: Propia

4.2.8. DISEÑO DE PLACAS DE APOYO PARA VIGAS

Para el cálculo y obtención de dimensiones de la placa base que se encuentra entre las columnas de concreto del hospital y las vigas principales del entrepiso, se necesita la resistencia a compresión del concreto y las reacciones que genera la estructura de ampliación.

Las dimensiones de la viga principal se encuentran en la Figura 4.4 Dimensiones del perfil de la viga principal – SAP2000, las reacciones en la junta crítica que se encuentran en la Figura 4.48 Reacciones en los empotramientos – SAP2000" y la resistencia del concreto que será tomada del estudio previo para la ampliación del Hospital Militar en el área de quirófanos.

Tomando un criterio conservador el área de la placa se la puede determinar dividiendo la reacción permisible para la resistencia al aplastamiento del concreto cuando el área de la placa cubre toda el área del concreto, que se calcula con la Ecuación 2.77

$$A_1 = \frac{\Omega_c \cdot R}{0{,}85 \cdot f_c'}$$

Donde:

Ω_c: 2,31.

$R = 9474{,}42 \ \ Kgf$

$f_c' = 2{,}82 \ \ Kgf/mm^2$

$$A_1 = \frac{2{,}31 \cdot 9474{,}42 \ Kgf}{0{,}85 \cdot 2{,}82 \ Kg/mm^2}$$

$$A_1 = 9130{,}54 \ \ mm^2$$

Después de determinar el área de la placa, se seleccionan su longitud (paralela a la viga) y su ancho.

Para revisar fluencia y aplastamiento del alma es conveniente utilizar las constantes presentadas en la Ecuación 2.78, Ecuación 2.79, Ecuación 2.80, Ecuación 2.81, Ecuación 2.82 y Ecuación 2.83

Para ello es necesario tener como dato las dimensiones del perfil a utilizarse sobre la placa base.

$F_{yw} = 35{,}153 \ \ Kgf/mm^2$

$t_w = 8{,}89 \ \ mm$

$t_f = 11{,}43 \ \ mm$

$d = 524{,}764 \ \ mm$

$E = 20389{,}018 \ \ Kgf/mm^2$

$k = 24{,}1299 \ \ mm$

$$R_1 = 2{,}5 \cdot k \cdot F_{yw} \cdot t_w$$

$$R_1 = 2{,}5 \cdot 24{,}1299 \cdot 35{,}153 \cdot 8{,}89$$

$$R_1 = 18852{,}1 \ \ Kgf$$

$$R_2 = F_{yw} \cdot t_w$$

$$R_2 = 35{,}153 \cdot 8{,}89$$

$$R_2 = 312{,}51 \ \ Kgf/mm$$

$$R_3 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

$$R_3 = 0{,}40 \cdot 8{,}89^2 \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018 \cdot 35{,}153 \cdot 11{,}43}{8{,}89}}$$

$$R_3 = 304{,}153 \ \ Kgf$$

$$R_4 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \left(\frac{3}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

$$R_4 = 0{,}40 \cdot 8{,}89^2 \cdot \left(\frac{3}{524{,}764}\right) \cdot \left(\frac{8{,}89}{11{,}43}\right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018 \cdot 35{,}153 \cdot 11{,}43}{8{,}89}}$$

$$R_4 = 119{,}002 \ \ Kgf/mm$$

$$R_5 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

$$R_5 = 0{,}40 \cdot 8{,}89^2 \cdot \left(1 - 0{,}2 \cdot \left(\frac{8{,}89}{11{,}43}\right)^{1{,}5}\right) \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018 \cdot 35{,}153 \cdot 11{,}43}{8{,}89}}$$

$$R_5 = 26183{,}7 \ \ Kgf$$

$$R_6 = 0{,}40 \cdot t_w^2 \cdot \left(\frac{4}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

$$R_6 = 0{,}40 \cdot 8{,}89^2 \cdot \left(\frac{4}{524{,}764}\right) \cdot \left(\frac{8{,}89}{11{,}43}\right)^{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{20389{,}018 \cdot 35{,}153 \cdot 11{,}43}{8{,}89}}$$

$$R_6 = 158{,}67 \ \ Kgf/mm$$

4.2.8.1. Revisión de fluencia en el alma

Se revisa fluencia en el alma considerando que la reacción se aplica directamente en el extremo de la viga $(x \leq d)$. El factor de seguridad con el que se trabaja es $\Omega = 1{,}50$

Donde:

$l_b = 600\ mm$

$$R_a = \frac{R_1}{\Omega} + l_b\left(\frac{R_2}{\Omega}\right)$$

$$R_a = \frac{18852{,}1\ \ Kg}{1{,}5} + 600\ mm\left(\frac{312{,}51\ \ Kg/mm}{1{,}5}\right)$$

$$R_a = 137572\ \ Kgf$$

$$137572\ \ Kgf > 9474{,}42\ \ Kgf \qquad OK$$

4.2.8.2. Revisión del aplastamiento del alma

Se revisa fluencia en el alma considerando que la reacción se aplica directamente en el extremo de la viga $(x \leq d)$, el factor de seguridad con el que se trabaja es $\Omega = 2{,}00$.

$$\frac{l_b}{d} = \frac{600\ mm}{524{,}764\ \ mm} = 1.14$$

Cuando $\frac{l_b}{d} > 0{,}2$

$$R_a = \frac{R_5}{\Omega} + l_b \cdot \left(\frac{R_6}{\Omega}\right)$$

$$R_a = \frac{26183{,}7\ \ Kg}{2} + 600\ mm \cdot \left(\frac{158{,}67\ \ Kg/mm}{2}\right)$$

$$R_a = 60692{,}9\ \text{Kgf}$$

$$60692{,}9\ \ Kgf > 9474{,}42\ \ Kgf \qquad OK$$

Una vez revisado los estados de falla del alma se procede al cálculo del espesor de la placa. El factor de seguridad mínimo es 1,67

$A = 600\ mm$

$B = 600\ mm$

$F_y = 25{,}3105\ \ Kgf/mm^2$

$$n = \frac{B}{2} - k$$

$$n = \frac{600\ mm}{2} - 24{,}1299\ \ mm$$

$$n = 275{,}87\ \ mm$$

$$t_{requerido} = \sqrt{\frac{2 \cdot R \cdot n^2 \cdot \Omega_b}{A_1 \cdot F_y}}$$

$$t_{requerido} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9474{,}42 \cdot 275{,}87^2 \cdot 1{,}67}{360000 \cdot 25{,}3105}}$$

$$t_{requerido} = 16{,}26\ \ mm$$

La placa tendrá las siguientes dimensiones, donde se coloca pernos de anclaje de1 pulgada de diámetro, que se detallan en el

$N = 600\ mm$

$B = 600\ mm$

$t = 20\ \ mm$

4.2.9. DISEÑO DE JUNTAS

En el ejemplo de cálculo de diseño de juntas, se ha seleccionado la junta crítica de la estructura, donde converge el mayor número de perfiles, en el siguiente gráfico se observa la ubicación de la junta a diseñarse.

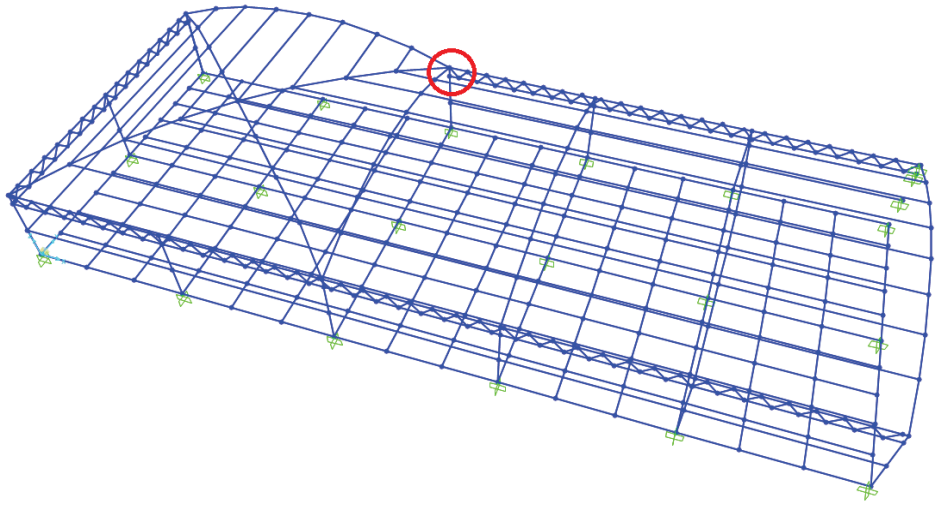


Figura 4.79 Selección de la junta crítica

FUENTE: Propia

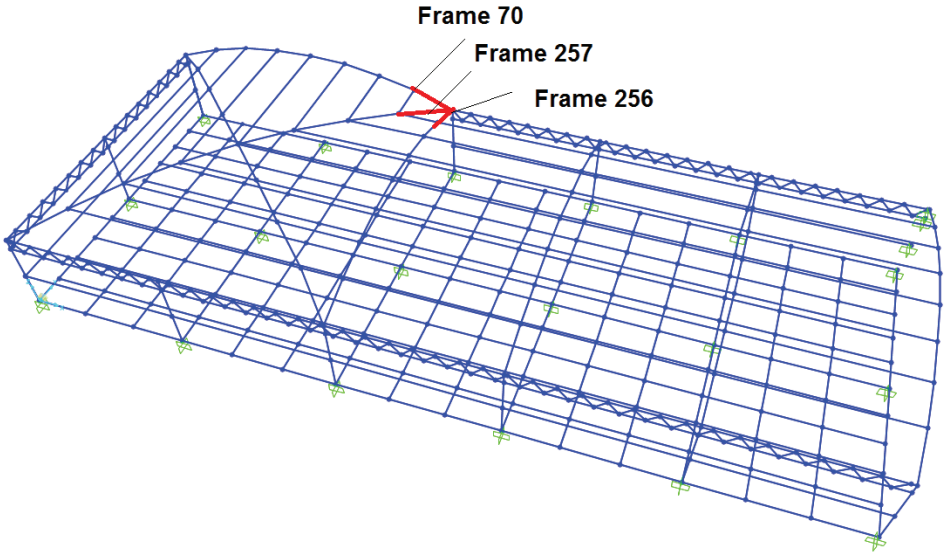


Figura 4.80 Junta Crítica – Elementos involucrados

FUENTE: Propia

4.2.9.1. Soldadura entre columna y atiesador de la ménsula

La carga excéntrica sobre la ménsula se la define como la componente en el eje z de la carga axial de los elementos que forman parte de junta.

$$P_z = P_{axial} \cdot sen(\alpha)$$

Donde:

P_z: Componente en el eje z de la carga axial.

P_{axial}: Carga axial del elemento.

α: Ángulo de inclinación de la carga axial.

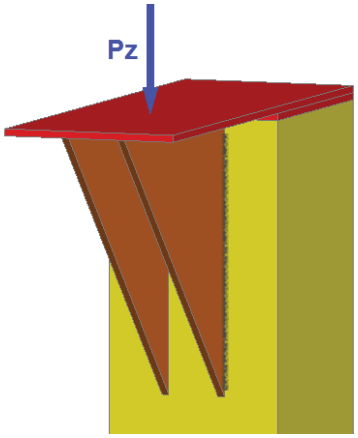


Figura 4.81 Junta columna – atiesador

FUENTE: Propia

En la junta a analizar se encuentran conectados tres elementos dos arcos de 16 metros de luz y un arco de 22 m de luz, se utiliza los datos obtenidos en la simulación en SAP 2000 para las cargas axiales de los elementos:

$$Frame\ 70\ (Arco\ \ de\ 16\ m): P_{axial} = 3009{,}807\ kgf$$

$$Frame\ 256\ (Arco\ \ de\ 16\ m): P_{axial} = 1689{,}028\ kgf$$

$$Frame\ 257\ (Arco\ \ de\ 22\ m): P_{axial} = 1251{,}449\ kgf$$

El ángulo de la carga axial en los arcos de 16 metros es $\alpha = 11{,}17°$ mientras que en el arco de 22 metros es $\alpha = 7{,}95°$. A continuación se procede al cálculo de las componentes en el eje z de cada carga axial.

$$Frame\ 70\ (Arco\ \ de\ 16\ m): P_{z1} = 3009{,}807\ \cdot \sin(11.17°) = 583{,}062\ kgf$$

$$Frame\ 256\ (Arco\ \ de\ 16\ m): P_{z2} = 1689{,}028\ \cdot \sin(11.17°) = 327{,}199\ kgf$$

$$Frame\ 257\ (Arco\ \ de\ 22\ m): P_{z3} = 1251{,}449\ \cdot \sin(7.95°) = 173{,}086\ kgf$$

Se utilizarán cuatro atiesadores para soportar la carga excéntrica por lo que se dividirá el análisis de la junta en dos partes, primero se analizarán dos atiesadores con una carga igual a la de un arco de 16 metros sumada la mitad de la carga del arco de 22 metros de luz:

$$P = P_{z1} + \frac{P_{z3}}{2}$$

$$P = \ 583{,}062 + \frac{173{,}086}{2} = 669{,}605\ kgf$$

Una vez definida la carga y sabiendo que la excentricidad que se tomará en cuenta es de 200 mm y la longitud de la soldadura L es de 400 mm, se definen las propiedades geométricas de la soldadura según el caso dos de la tabla:

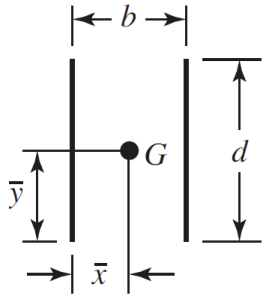


Figura 4.82 Propiedades geométricas de la soldadura

FUENTE: (Budynas & Nisbett, 2006)

Se procede al cálculo del esfuerzo flexionante en las soldaduras de los dos primeros atiesadores:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I}$$

Se debe tomar en cuenta que c es igual a la mitad de la longitud de la soldadura y el caso 2 de la tabla 9.2 del libro de Shigley para determinar la inercia unitaria de la configuración de los cordones de soldadura.

$$I_u = \frac{d^3}{6}$$

Donde:

d: es la longitud de la soldadura L.

$$I = 0{,}707 \cdot w \cdot I_u$$

$$f_b = \frac{(P \cdot e) \cdot \frac{L}{2}}{0{,}707 \cdot w \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot d^3\right)}$$

$$f_b = \frac{(669{,}605 \cdot 200) \cdot \frac{400}{2}}{0{,}707\left(\frac{1}{6} \cdot w \cdot 400^3\right)} = \frac{3{,}55165}{w}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Una vez determinado el esfuerzo en flexión se procede al cálculo del esfuerzo cortante en los cordones de soldadura:

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$A = 1{,}414 \cdot w \cdot L$$

$$f_v = \frac{669{,}605}{1{,}414 \cdot w \cdot 400} = \frac{1{,}18388}{w}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Ahora se calcula el esfuerzo resultante:

$$f_r = \sqrt{\frac{3{,}55165^2}{w^2} + \frac{1{,}18388^2}{w^2}} = \frac{3{,}74377}{w}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Sabiendo que se va a utilizar un electrodo E7018:

$$F_{EXX} = 70000\ \frac{lb}{pulg^2} \cdot \frac{1\ pulg^2}{25{,}4^2 mm^2} \cdot \frac{1\ kgf}{2{,}2\ lb} = 49{,}3183\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Entonces el tamaño requerido de la soldadura es:

$$\Omega = \frac{f_r}{(0{,}60 \cdot F_{EXX})}$$

$$2.00 = \frac{\frac{3{,}74377}{w}}{(0{,}60 \cdot 49{,}3183)}$$

$$2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183) = \frac{3{,}74377}{w}$$

$$w = \frac{3{,}74377}{2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183)} = 0{,}063259\ mm$$

El tamaño mínimo permitido para soldaduras de filete con un material base de espesor mayor a 19 milímetros es de 8 mm de la tabla J2.4 del AISC.

Diseñando la soldadura de una longitud igual a la del atiesador se obtuvo un valor muy pequeño para la pierna de la soldadura, que no es admitido por la AISC; por lo tanto el cálculo a realizarse es el de la longitud mínima de la soldadura que tenga un tamaño de pierna igual al mínimo especificado en la norma.

Aplicando un proceso cuya incógnita sea la longitud de la soldadura se calcula la longitud mínima de la soldadura.

$$w = 8\ mm$$

$$I_u = \frac{d^3}{6}$$

Donde:

d: es la longitud de la soldadura L.

Entonces el valor de I es:

$$I = 0{,}707 \cdot w \cdot I_u$$

$$f_b = \frac{(P \cdot e) \cdot \frac{L}{2}}{0{,}707 \cdot w \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot d^3\right)}$$

$$f_b = \frac{(669{,}605 \cdot 200) \cdot \frac{d}{2}}{0{,}707\left(\frac{1}{6} \cdot 8 \cdot d^3\right)} = 71033.1\ d^2\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Una vez determinado el esfuerzo en flexión se procede al cálculo del esfuerzo cortante en los cordones de soldadura:

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$A = 1{,}414 \cdot w \cdot d$$

$$f_v = \frac{669{,}605}{1{,}414 \cdot 8 \cdot d} = \frac{59.1942}{d}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Ahora se calcula el esfuerzo resultante:

$$f_r = \sqrt{\left(\frac{71033.1}{d^2}\right)^2 + \left(\frac{59.1942}{d}\right)^2}\ \ \frac{kgf}{mm^2}$$

Sabiendo que se va a utilizar un electrodo E7018:

$$F_{EXX} = 70000\ \frac{lb}{pulg^2} \cdot \frac{1\ pulg^2}{25{,}4^2 mm^2} \cdot \frac{1\ kgf}{2{,}2\ lb} = 49{,}3183\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Entonces la longitud requerida de la soldadura es:

$$\Omega = \frac{f_r}{(0{,}60 \cdot F_{EXX})}$$

$$2.00 = \frac{\sqrt{\left(\frac{71033.1}{d^2}\right)^2 + \left(\frac{59.1942}{d}\right)^2}}{(0{,}60 \cdot 49{,}3183)}$$

$$d = 34.6519\ mm$$

Según AISC en su sección J2.2b la longitud mínima de una soldadura de filete debe mayor que 4 veces el tamaño de su pierna.

$$d_{min} = 4 \cdot 8\ mm = 32\ mm$$

$$34.6519\ mm > 32\ mm \quad OK$$

La longitud mínima del cordón de soldadura es 35 mm; por seguridad se recomienda practicar una soldadura intermitente de 3 cordones cuya longitud sea de 35 mm.

4.2.9.2. Soldadura entre placa y perfil del arco

Se considera una soldadura de doble filete sometida a cargas cortantes con se indica en el siguiente gráfico:

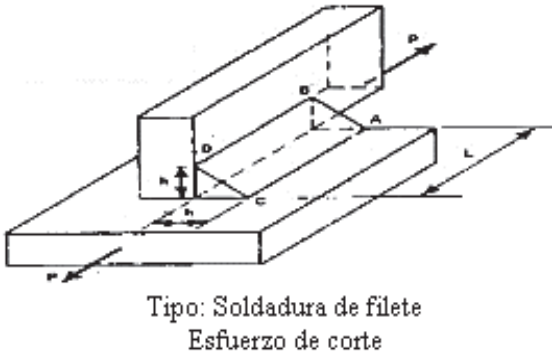


Figura 4.83 Soldadura en filete sometida a cortante

FUENTE: (McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas - ASD, 2003)

El diseño de la soldadura que une a los perfiles de los arcos estructurales con la placa sobre la columna se la realizará utilizando el elemento cuya carga axial sea mayor y se la multiplicará por el coseno del ángulo que existe entre la carga axial total y la placa.

$$P_{cortante} = P_{axial} \cdot cos(\alpha)$$

$$Frame\ 70\ (Arco\ \ de\ 16\ m): P_{cort1} = 3009{,}807\ \cdot \cos(11.17°) = 2952{,}79\ kgf$$

$$Frame\ 256\ (Arco\ \ de\ 16\ m): P_{cort2} = 1689{,}028\ \cdot \cos(11.17°) = 1657{,}03\ kgf$$

$$Frame\ 257\ (Arco\ \ de\ 22\ m): P_{cort3} = 1251{,}449\ \cdot \cos(7.95°) = 1239{,}42\ kgf$$

La soldadura se diseñará para la carga de $2952{,}79\ Kgf$, esta carga se aplica en el mismo plano en el cual se encuentran las soldaduras. Debido a que los elementos estructurales son arcos es necesario realizar un corte especial para poder realizar la junta y por lo tanto la longitud total del perfil en contacto con la placa es 15 % mayor al peralte del alma.

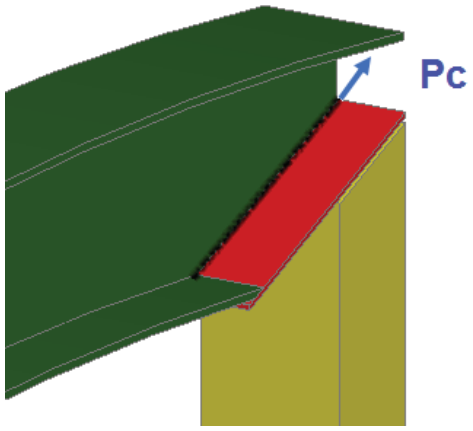


Figura 4.84 Junta placa – arco

FUENTE: Propia

Las dimensiones del perfil son:

t_w: 7,493 mm

t_f: 10,922 mm

d: 402,844 mm

La longitud de la soldadura será igual al peralte del perfil, sin tomar en cuenta el espesor de los patines

$$L = 387{,}858\ mm$$

La separación entre cordones es igual al espesor del alma del perfil t_w, el material base de la placa es acero ASTM A36 mientras que el material del perfil es acero ASTM A572 Grado 50 por lo que se utiliza electrodos E7018.

El espesor del material base es t_w, para la determinación de las propiedades geométricas de la configuración de la soldadura

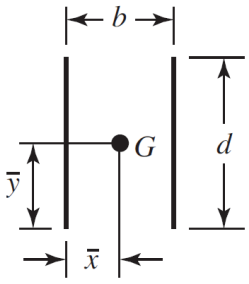


Figura 4.85 Propiedades geométricas de la soldadura

FUENTE: (Budynas & Nisbett, 2006)

La soldadura a ser diseñada está sometida principalmente a esfuerzos cortantes:

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$A = 1{,}414 \cdot w \cdot L$$

$$f_v = \frac{2952{,}79}{1{,}414 \cdot w \cdot 387{,}858} = \frac{5{,}38407}{w}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

El esfuerzo cortante es el principal esfuerzo en este tipo de soldadura; a continuación se procede al cálculo de la resistencia de la soldadura.

$$F_{EXX} = 70000\ \frac{lb}{pulg^2} \cdot \frac{1\ pulg^2}{25{,}4^2 mm^2} \cdot \frac{1\ kgf}{2{,}2\ lb} = 49{,}3183\ \frac{kgf}{mm^2}$$

$$\Omega = \frac{f_v}{(0{,}60 \cdot F_{EXX})}$$

$$2.00 = \frac{\frac{5{,}38407}{w}}{(0{,}60 \cdot 49{,}3183)}$$

$$2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183) = \frac{5{,}38407}{w}$$

$$w = \frac{5{,}38407}{2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183)} = 0{,}091\ mm$$

El tamaño mínimo de soldadura en materiales cuyo espesor está entre 6 mm y 13 mm es: 3/16 de pulgada o 5 mm.

Aplicando un criterio similar al utilizado en la sección anterior se calcula la longitud mínima de la soldadura.

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$A = 1{,}414 \cdot w \cdot d$$

Donde:

d: es la longitud de la soldadura L.

$$f_v = \frac{2952{,}79}{1{,}414 \cdot 5 \cdot d} = \frac{417{,}651}{d}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

El esfuerzo cortante es el principal esfuerzo en este tipo de soldadura; a continuación se procede al cálculo de la resistencia de la soldadura.

$$F_{EXX} = 70000\ \frac{lb}{pulg^2} \cdot \frac{1\ pulg^2}{25{,}4^2 mm^2} \cdot \frac{1\ kgf}{2{,}2\ lb} = 49{,}3183\ \frac{kgf}{mm^2}$$

$$\Omega = \frac{f_v}{(0{,}60 \cdot F_{EXX})}$$

$$2.00 = \frac{\frac{417{,}651}{d}}{(0{,}60 \cdot 49{,}3183)}$$

$$2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183) = \frac{417{,}651}{d}$$

$$d = \frac{417{,}651}{2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183)} = 7.05707\ mm$$

En el AISC en su sección J2.2b se especifica que la longitud de una soldadura de filete no puede ser menor que 4 veces el tamaño de su pierna.

$$d_{min} = 4 * w$$

$$d_{min} = 4 * 5 = 20\ mm$$

Para mayor seguridad se recomienda hacer una soldadura intermitente de 3 cordones de 20 mm en toda la longitud del alma.

4.2.9.3. Diseño de la junta entre viga de rigidez en el extremo opuesto a la junta de los arcos

El análisis es realizado en el extremo contrario a la junta de arcos debido a que el momento máximo y el cortante máximo se encuentran en dicho extremo:

Se diseñara la soldadura tomando en cuenta que se encuentra sometida a esfuerzos cortantes y esfuerzos de flexión, las cargas aplicadas son las siguientes:

$$M_{max} = 117576{,}17\ kgf \cdot mm$$

$$P = 114{,}8\ kgf$$

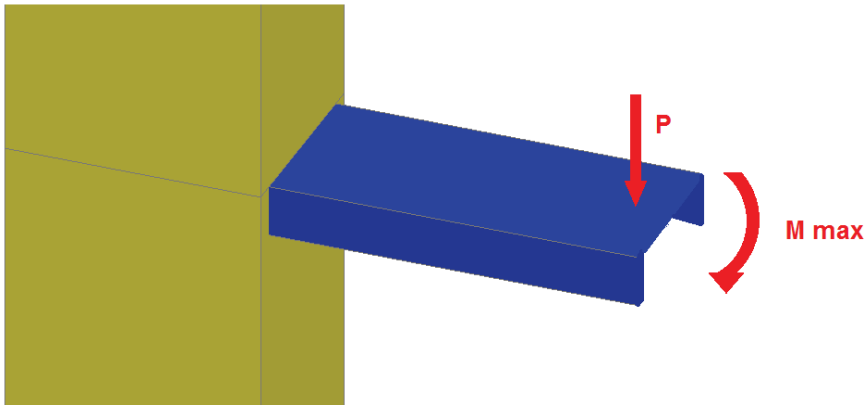


Figura 4.86 Junta columna – viga de rigidez

FUENTE: Propia

Para el diseño de la soldadura se aplica el caso 5 para la determinación de las propiedades geométricas de la configuración de la soldadura.

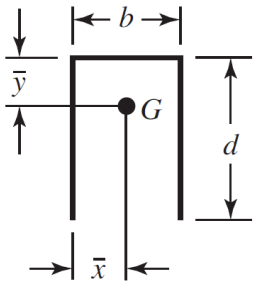


Figura 4.87 Propiedades geométricas de la soldadura

FUENTE: (Budynas & Nisbett, 2006)

Las dimensiones del perfil son las siguientes:

$b = 177{,}8\ mm$

$d = 53{,}08\ mm$

Se procede al cálculo del esfuerzo flexionante en las soldaduras:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I}$$

La inercia unitaria de la configuración de los cordones de soldadura según el caso 5 de la tabla 9.2 de Shigley.

$$\bar{y} = \frac{d^2}{b + 2 \cdot d}$$

$$\bar{y} = \frac{53{,}086^2}{177{,}8 + 2 \cdot 53{,}086} = 9{,}92395\ mm$$

$$I_u = \frac{2 \cdot d^3}{3} - 2 \cdot d^2 \cdot \bar{y} + (b + 2 \cdot d) \cdot \bar{y}^2$$

$$I_u = \frac{2 \cdot 53{,}086^3}{3} - 2 \cdot 53{,}086^2 \cdot 9{,}92395 + (177{,}8 + 2 \cdot 53{,}086) \cdot 9{,}92395^2$$
$$= 122065{,}9399$$

Entonces el valor de I es:

$$I = 0{,}707 \cdot w \cdot I_u$$

$$I = 0{,}707 \cdot w \cdot 122065{,}9399 = 86300{,}62 \cdot w$$

El valor de c es igual al valor de $\bar{y}$:

$$f_b = \frac{(M) \cdot \bar{y}}{0{,}707 \cdot w \cdot \left(\frac{2 \cdot d^3}{3} - 2 \cdot d^2 \cdot \bar{y} + (b + 2 \cdot d) \cdot \bar{y}^2\right)}$$

$$f_b = \frac{(117576{,}17) \cdot 9{,}92395}{86300{,}62 \cdot w}$$

$$f_b = \frac{13{,}5204}{w}$$

Una vez determinado el esfuerzo en flexión se procede al cálculo del esfuerzo cortante en los cordones de soldadura:

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$A = 0{,}707 \cdot w \cdot (b + 2 \cdot d)$$

$$f_v = \frac{114{,}8}{0{,}707 \cdot w \cdot (177{,}8 + 2 \cdot 53{,}086)} = \frac{0{,}571804}{w} \ \frac{kgf}{mm^2}$$

Ahora se calcula el esfuerzo resultante:

$$f_r = \sqrt{\frac{13{,}5204^2}{w^2} + \frac{0{,}571804^2}{w^2}} = \frac{13{,}5325}{w}\ \frac{kgf}{mm^2}$$

Sabiendo que se va a utilizar un electrodo E7018:

$$F_{EXX} = 70000\ \frac{lb}{pulg^2} \cdot \frac{1\ pulg^2}{25{,}4^2 mm^2} \cdot \frac{1\ kgf}{2{,}2\ lb} = 49{,}3183\ \frac{kgf}{mm^2}$$

$$\Omega = \frac{f_r}{(0{,}60 \cdot F_{EXX})}$$

$$2.00 = \frac{\frac{13{,}5325}{w}}{(0{,}60 \cdot 49{,}3183)}$$

$$2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183) = \frac{13{,}5325}{w}$$

$$w = \frac{13{,}5325}{2.00 \cdot (0{,}60 \cdot 49{,}3183)} = 0{,}228659\ mm$$

El tamaño mínimo de soldadura en materiales cuyo espesor está entre 6 mm y 13 mm es: 3/16 de pulgada o 5 mm.

4.2.10. SIMULACIÓN OCTÁGONO

El octógono es un elemento estructural de gran importancia, ya que en él se realizarán las conexiones de cuatro arcos, que son parte de los pórticos de 22 metros.

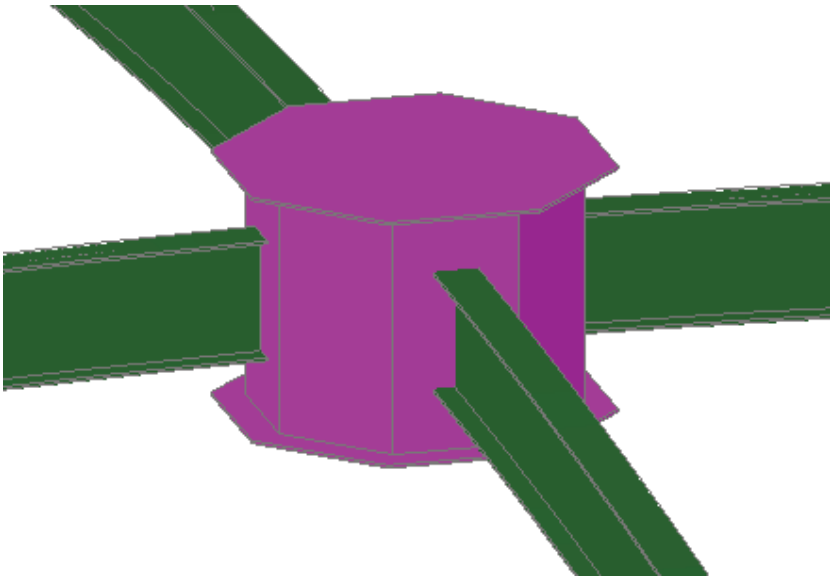


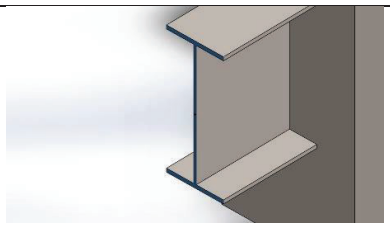
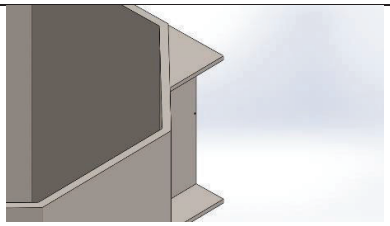
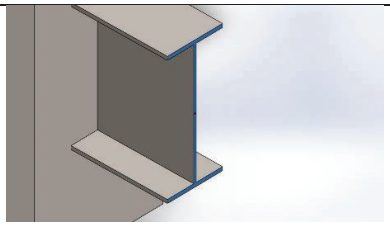
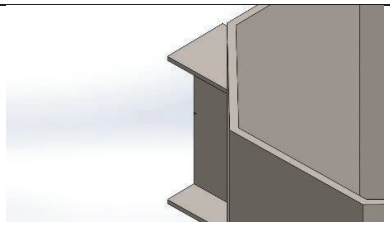
Figura 4.88 Junta arcos 22 m – Octágono – AutoCAD 3D

FUENTE: Propia

4.2.10.1. Cargas aplicadas en el octágono

Las fuerzas aplicadas para la simulación fueron los obtenidos mediante el software SAP2000. Mediante el software SOLID WLORKS, se obtienen los resultados de esfuerzos y deformaciones del elemento estructural (octágono)

Tabla 4.12 Fuerzas aplicadas en el octágono

Nombre de carga	Cargar imagen	Detalles de carga
Fuerza-1		**Entidades:** 1 cara(s) **Tipo:** Aplicar fuerza normal **Valor:** 661.964 kgf
Fuerza-2		**Entidades:** 1 cara(s) **Tipo:** Aplicar fuerza normal **Valor:** 162.462 kgf
Fuerza-3		**Entidades:** 1 cara(s) **Tipo:** Aplicar fuerza normal **Valor:** 168.065 kgf
Fuerza-4		**Entidades:** 1 cara(s) **Tipo:** Aplicar fuerza normal **Valor:** 663.233 kgf

FUENTE: Propia

4.2.10.2. Esfuerzo de Von Mises

El esfuerzo de Von Mises no excede el límite elástico del material, por esta razón se considera que el material resiste ampliamente las cargas aplicadas. El esfuerzo máximo es 110,8 Kg/cm^2

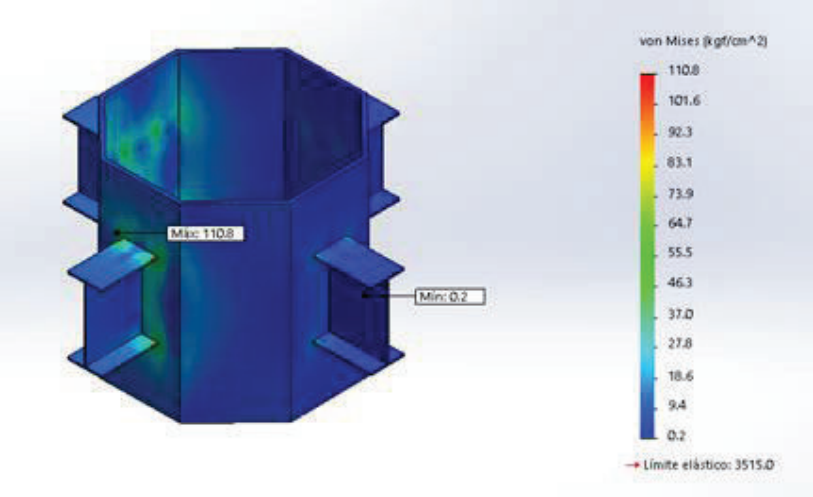


Figura 4.89 Esfuerzo de Von Mises

FUENTE: Propia

4.2.10.3. Desplazamientos

El desplazamiento máximo que se produce en el octágono es de aproximadamente 3 milímetros, lo que significa una afectación mínima en el domo de esta estructura. El desplazamiento máximo es 2,53 mm.

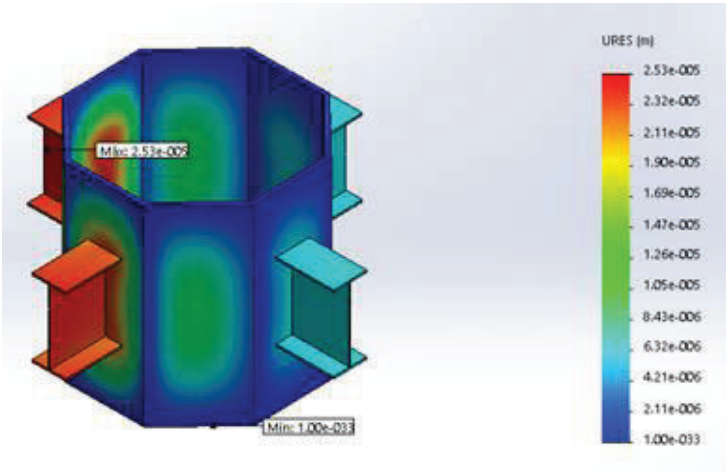


Figura 4.90 Desplazamientos

FUENTE: Propia

CAPÍTULO V

5. ANÁLISIS DE COSTOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Costo es un término utilizado para medir los esfuerzos asociados con la fabricación de un bien o la prestación de un servicio. Representa el valor monetario del material, mano de obra y gastos generales empleados. No existe ningún “costo verdadero”, a no ser que se esté produciendo un bien o prestando un servicio. En este caso se asignarán todos los costos a lo que se está produciendo. En caso contrario, los costos incurridos para todos los productos o servicios se deberán distribuir entre los mismos.

5.1.1. DEFINICIÓN DE COSTO

El costo es el valor que representa el monto total de lo invertido: tiempo, dinero y esfuerzo para comprar o producir un bien o un servicio.

5.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios sirve para fijar el rendimiento de una obra. Este proceso consiste en el desglose del costo por unidad de medición de rubro en sus diferentes componentes básicos como: materiales, mano de obra, equipos y costos indirectos.

Para la determinación del costo de un proyecto por medio del análisis de precios unitarios se debe tomar en cuenta que es un análisis aproximado, ya que interviene la experiencia del analista y fluctuación de costos de mercado.

5.2.1. CLASIFICACIÓN DE COSTOS DE PRODUCCIÓN

Existen tres conceptos ampliamente utilizados en la descripción de los costos de fabricación:

5.2.1.1. Costos de materiales directos

Son los costos de adquisición de todos los materiales que después se convierten en parte del producto terminado. Los costos de adquisición de los materiales directos incluyen el flete de entrada (de entrega al almacén), impuestos sobre las ventas y derechos de aduana

5.2.1.2. Costos de mano de obra directa de fabricación.

Los costos de mano de obra directa de fabricación incluye la remuneración de todo el personal que participa en la fabricación o construcción del producto final, los costos directos de mano de obra directa incluyen salarios y prestaciones pagadas a los operadores de maquinaria y trabajadores de líneas de ensamblaje.

5.2.1.3. Costos indirectos de fabricación.

Los costos indirectos de fabricación son todos aquellos que se consideran parte del producto final pero no se pueden identificar en el producto terminado. Entre los ejemplos principales se encuentra a la energía utilizada, los suministros, materiales indirectos, mano de obra indirecta, depreciación de la planta y remuneración de personal administrativos como gerentes o jefes de proyecto.

Los costos unitarios detallados a continuación son referenciales; ya que el tiempo estimado para cada proceso no ha sido estudiado en su totalidad, sino que se basa en proyectos similares.

Las tarifas de maquinaria, sueldo de personal son tonados de la revista de la Cámara de la Construcción No 237 perteneciente al mes noviembre - diciembre del año 2014. Los porcentajes de costos indirectos se basan en la materia de costos de producción de la Escuela Politécnica Nacional.

5.3. PRESUPUESTO

Obra: SEGUNDA AMPLIACIÓN - QUIRÓFANOS HOSPITAL MILITAR QUITO
Ubicación: Quito
Fecha: 05-01-2015

Rubro	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	Retiro, Limpieza y desalojo, capa superficial de losa	m2	640,00	15,91	10184,00
2	Derrocamiento y desalojo de antepecho	m2	640,00	13,59	8696,00
3	Suministro, Fabricación y Montaje Acero A572 Gr50	Kg	48614,90	3,98	193540,24
4	Suministro, Fabricación y Montaje Acero A36	Kg	2034,38	3,49	7101,96
5	Instalación de placas base	Kg	791,28	0,41	324,32
6	Pernos de acero estructural ASTM A325 O1	Unidad	72,00	30,79	2216,95
7	Placas de neopreno - Shore 70	Unidad	90,00	172,53	15528,14
8	Suministro y Montaje de Steel Panel	Kg	4761,60	14,84	70671,44
9	Suministro y Montaje de malla electrosoldada M3,5 15(6,25x2,4)	m2	640,00	25,06	16040,90
10	Hormigón estructural simple, F"C=280 Kg/cm2	m3	320,00	220,03	70409,31
TOTAL				**394.713,26**	

FUENTE: Propia

5.4. COSTOS UNITARIOS

Tabla 5.1 Rubro 1: Retiro, limpieza y desalojo de la capa superficial de losa

Rubro	Retiro, Limpieza y desalojo, capa superficial de losa					
Código	SAQ1					
Unidad	m2					
Cantidad	640			**R [m2/h]**		5
Tiempo	128	Horas		**K**		0,2000
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ11	Martillo eléctrico 25lb	3,00	4,56	13,68	2,74	
SAQ12	Amoladora	1,00	1,19	1,19	0,24	2%
SAQ13	Poleas	1,00	3,77	3,77	0,75	8%
SAQ14	Herramienta menor	3,00	0,50	1,50	0,30	3%
SAQ15	Volqueta	1,00	30,00	30,00	6,00	60%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					10,03	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ16	Albañil	1,00	3,05	3,05	0,61	23%
SAQ17	Peón	2,00	3,05	6,1	1,22	45%
SAQ18	Chofer: Volqueta	1,00	4,36	4,36	0,87	32%
COSTO DIRECTO PARCIAL					2,70	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
COSTO DIRECTO PARCIAL						
COSTO DIRECTO TOTAL					**12,73**	
Utilidad 15%					1,91	
Costos indirectos 8%					1,02	
Costos Financieros 1%					0,13	
Impuesto 1%					0,13	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**3,18**	
PRECIO TOTAL					**15,91**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.2 Rubro 2: Derrocamiento y desalojo de antepecho

Rubro	Derrocamiento y desalojo de antepecho					
Código	SAQ2					
Unidad	m^2					
Cantidad	640			**R [m^2/h]**		5
Tiempo	128	Horas		**K**		0,2000
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ21	Martillo eléctrico 25lb	2,00	4,56	9,12	1,82	
SAQ22	Poleas	1,00	3,77	3,77	0,75	9%
SAQ23	Herramienta menor	2,00	0,50	1,00	0,20	2%
SAQ24	Volqueta	1,00	30,00	30,00	6,00	68%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					8,78	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ25	Albañil	1,00	3,05	3,05	0,61	29%
SAQ26	Peón	1,00	3,05	3,05	0,61	29%
SAQ27	Chofer: Volqueta	1,00	4,36	4,36	0,87	42%
COSTO DIRECTO PARCIAL					2,09	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
COSTO DIRECTO PARCIAL						
COSTO DIRECTO TOTAL					**10,87**	
Utilidad 15%					1,63	
Costos indirectos 8%					0,87	
Costos Financieros 1%					0,11	
Impuesto 1%					0,11	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**2,72**	
PRECIO TOTAL					**13,59**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.3 Rubro 3: Suministro, fabricación y montaje Acero A572 Gr50

Rubro	Suministro, Fabricación y Montaje Acero A572 Gr50					
Código	SAQ3					
Unidad	Kg					
Cantidad	48614,9			**R [Kg/h]**		48,615
Tiempo	1000	Horas		**K**		0,0206
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ31	Amoladora 3Hp	0,20	1,19	0,24	0,00	1%
SAQ32	Soldadora 35Hp	0,30	6,30	1,89	0,04	5%
SAQ33	Cortadora oxiacetileno	0,05	1,19	0,06	0,00	0%
SAQ34	Herramienta menor	2,00	0,50	1,00	0,02	3%
SAQ35	Montacargas	0,05	17,92	0,90	0,02	2%
SAQ36	Grua 20 ton.	1,00	33,59	33,59	0,69	89%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,77	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ37	Soldador	0,25	4,39	1,0975	0,02	2%
SAQ38	Ayudante - soldador	1,00	3,39	3,39	0,07	7%
SAQ39	Peón	8,00	3,05	24,4	0,50	54%
SAQ310	Personal para montaje	4,00	3,21	12,84	0,26	28%
SAQ311	Operador equipo pesado	1,00	3,38	3,38	0,07	7%
SAQ312	Operador equipo liviano	0,05	3,05	0,1525	0,00	0%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,93	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ313	Acero A572 Gr50	Kg	1,00001	1,35	1,35	91%
SAQ314	Electrodo E-7018	Kg	0,01	2,95	0,03	2%
SAQ316	Disco de corte	Unidad	0,001	5	0,01	0%
SAQ317	Gratas de desbaste	Unidad	0,001	10	0,01	1%
SAQ318	Disco de abrasión	Unidad	0,001	12	0,01	1%
SAQ319	Pintura anticorrosiva	Galón	0,001	14,14	0,01	1%
SAQ320	Thinner	Galón	0,001	8,29	0,01	1%
SAQ321	Oxiacetileno	Kg	0,001	50	0,05	3%
COSTO DIRECTO PARCIAL					1,48	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**3,18**	
Utilidad 15%					0,48	
Costos indirectos 8%					0,25	
Costos Financieros 1%					0,03	
Impuesto 1%					0,03	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**0,80**	
PRECIO TOTAL					**3,98**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.4 Rubro 4: Suministro, fabricación y montaje Acero A36

Rubro	Suministro, Fabricación y Montaje Acero A36					
Código	SAQ4					
Unidad	Kg					
Cantidad	2034,384			**R [Kg/h]**		10,172
Tiempo	200	Horas		**K**		0,0983
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ41	Amoladora 3Hp	0,10	1,19	0,12	0,01	5%
SAQ42	Soldadora 35Hp	0,15	6,30	0,95	0,09	38%
SAQ43	Cortadora oxiacetileno	0,01	1,19	0,01	0,00	0%
SAQ44	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,05	20%
SAQ45	Montacargas	0,05	17,92	0,90	0,09	36%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,24	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ46	Soldador	0,25	4,39	1,0975	0,11	9%
SAQ47	Ayudante - soldador	0,50	3,39	1,695	0,17	14%
SAQ48	Peón	2,00	3,05	6,1	0,60	49%
SAQ49	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	0,32	26%
SAQ410	Operador equipo pesado	0,05	3,38	0,169	0,02	1%
SAQ411	Operador equipo liviano	0,05	3,05	0,1525	0,01	1%
COSTO DIRECTO PARCIAL					1,22	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ412	Acero A36	Kg	1,00001	1,2	1,20	90%
SAQ413	Electrodo E-7018	Kg	0,01	2,95	0,03	2%
SAQ415	Disco de corte	Unidad	0,001	5	0,01	0%
SAQ416	Gratas de desbaste	Unidad	0,001	10	0,01	1%
SAQ417	Disco de abrasión	Unidad	0,001	12	0,01	1%
SAQ418	Pintura anticorrosiva	Galón	0,001	14,14	0,01	1%
SAQ419	Thinner	Galón	0,001	8,29	0,01	1%
SAQ420	Oxiacetileno	Kg	0,001	50	0,05	4%
COSTO DIRECTO PARCIAL					1,33	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**2,79**	
Utilidad 15%					0,42	
Costos indirectos 8%					0,22	
Costos Financieros 1%					0,03	
Impuesto 1%					0,03	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**0,70**	
PRECIO TOTAL					**3,49**	

Tabla 5.5 Rubro 5: Instalación de placas base

Rubro	Instalación de placas base					
Código	SAQ5					
Unidad	Kg					
Cantidad	791,28			**R [Kg/h]**		39,564
Tiempo	20	Horas		**K**		0,0253
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ51	Soldadora 35Hp	0,15	6,30	0,95	0,02	64%
SAQ52	Taladro	0,01	4,56	0,02	0,00	2%
SAQ53	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,01	34%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,04	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ54	Soldador	0,50	4,39	2,195	0,06	19%
SAQ55	Peón	2,00	3,05	6,1	0,15	53%
SAQ56	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	0,08	28%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,29	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
COSTO DIRECTO PARCIAL						
COSTO DIRECTO TOTAL					**0,33**	
Utilidad 15%					0,05	
Costos indirectos 8%					0,03	
Costos Financieros 1%					0,00	
Impuesto 1%					0,00	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**0,08**	
PRECIO TOTAL					**0,41**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.6 Rubro 6: Pernos de acero estructural ASTM A325 O1

Rubro	Pernos de acero estructural ASTM A325 O1					
Código	SAQ6					
Unidad	Unidad					
Cantidad	72			**R [Unidad/h]**		1,8
Tiempo	40	Horas		**K**		0,5556
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ61	Torcómetro 200 Kg	0,15	4,35	0,65	0,36	56%
SAQ62	Taladro magnético	0,01	4,56	0,02	0,01	2%
SAQ63	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,28	43%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,65	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ64	Peón	2,00	3,05	6,1	3,39	66%
SAQ65	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	1,78	34%
COSTO DIRECTO PARCIAL					5,17	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ66	Pernos ASTM A325 O1	Unidad	1,00001	15,00	15,00	80%
SAQ67	Broca diamantada	Unidad	0,05	26,15	1,31	7%
SAQ68	Epóxico metálico	Unidad	0,05	50,00	2,50	13%
COSTO DIRECTO PARCIAL					18,81	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**24,63**	
Utilidad 15%					3,69	
Costos indirectos 8%					1,97	
Costos Financieros 1%					0,25	
Impuesto 1%					0,25	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**6,16**	
PRECIO TOTAL					**30,79**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.7 Rubro 7: Placas de neopreno – Shore 70

Rubro	Placas de neopreno - Shore 70					
Código	SAQ7					
Unidad	Unidad					
Cantidad	90			**R [Unidad/h]**		0,375
Tiempo	240	Horas		**K**		2,6667
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ71	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	1,33	100%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					1,33	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ72	Peón	1,00	3,05	3,05	8,13	49%
SAQ73	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	8,56	51%
COSTO DIRECTO PARCIAL					16,69	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ74	Placa de neopreno	Unidad	1,00001	120	120,00	100%
COSTO DIRECTO PARCIAL					120,00	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**138,03**	
Utilidad 15%					20,70	
Costos indirectos 8%					11,04	
Costos Financieros 1%					1,38	
Impuesto 1%					1,38	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**34,51**	
PRECIO TOTAL					**172,53**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.8 Rubro 8: Suministro y montaje de Steel Panel

Rubro	Suministro y Montaje de Steel Panel					
Código	SAQ8					
Unidad	Kg					
Cantidad	4761,6			**R [Kg/h]**		47,616
Tiempo	100	Horas		**K**		0,0210
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ81	Taladro eléctrico	0,01	4,56	0,02	0,00	0%
SAQ82	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,01	1%
SAQ83	Puente grúa 5 Ton	1,00	33,59	33,59	0,71	96%
SAQ84	Montacargas	0,05	17,92	0,90	0,02	3%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,74	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ85	Peón	2,00	3,05	3,05	0,06	46%
SAQ86	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	0,07	49%
SAQ87	Operador equipo pesado	0,05	3,38	0,169	0,00	3%
SAQ88	Operador equipo liviano	0,05	3,05	0,1525	0,00	2%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,14	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ89	Steel Panel	Kg	1,00001	11,00	11,00	100%
COSTO DIRECTO PARCIAL					11,00	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**11,87**	
Utilidad 15%					1,78	
Costos indirectos 8%					0,95	
Costos Financieros 1%					0,12	
Impuesto 1%					0,12	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**2,97**	
PRECIO TOTAL					**14,84**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.9 Rubro 9: Suministro y montaje de malla electro soldada

Rubro	Suministro y Montaje de malla electrosoldada M3,5 15(6,25x2,4)					
Código	SAQ9					
Unidad	m2					
Cantidad	640			**R [m2/h]**		0,64
Tiempo	1000	Horas		**K**		1,5625
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ91	Amoladora 3Hp	0,10	1,19	0,12	0,19	4%
SAQ92	Soldadora 35Hp	0,15	6,30	0,95	1,48	36%
SAQ93	Cortadora oxiacetileno	0,01	6,30	0,03	0,05	1%
	Puente grúa 5 Ton	0,01	33,59	0,17	0,26	6%
SAQ95	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,78	19%
SAQ96	Montacargas	0,05	17,92	0,90	1,40	34%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					4,16	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ97	Soldador	0,25	4,39	1,0975	1,71	12%
SAQ98	Ayudante - soldador	0,50	3,39	1,695	2,65	18%
SAQ99	Peón	2,00	3,05	3,05	4,77	33%
SAQ910	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	5,02	35%
SAQ911	Operador equipo pesado	0,01	3,38	0,0169	0,03	0%
SAQ912	Operador equipo liviano	0,05	3,05	0,1525	0,24	2%
COSTO DIRECTO PARCIAL					14,41	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ913	M3,5 15(6,25x2,4)	Kg	1,00001	1,44	1,44	97%
SAQ914	Electrodo E-6010	Kg	0,01	2,95	0,03	2%
SAQ915	Disco de corte	Unidad	0,001	5	0,01	0%
SAQ916	Disco de abrasión	Unidad	0,001	12	0,01	1%
COSTO DIRECTO PARCIAL					1,49	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**20,05**	
Utilidad 15%					3,01	
Costos indirectos 8%					1,60	
Costos Financieros 1%					0,20	
Impuesto 1%					0,20	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**5,01**	
PRECIO TOTAL					**25,06**	

FUENTE: Propia

Tabla 5.10 Rubro 10: Hormigón estructural simple

Rubro	Hormigón estructural simple, F"C=280 Kg/cm2					
Código	SAQ10					
Unidad	m3					
Cantidad	320			**R [m3/h]**		0,32
Tiempo	1000	Horas		**K**		3,1250
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ101	Hormigonera	0,10	24,43	2,44	7,63	28%
SAQ102	Vibrador de hormigón	0,15	15,00	2,25	7,03	26%
SAQ103	Volqueta	0,01	30,00	0,15	0,47	2%
SAQ104	Poleas para montaje	1,00	3,77	3,77	11,78	44%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					26,92	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
SAQ105	Albañil	1,00	3,05	3,05	9,53	21%
SAQ106	Ayudante - albañil	1,00	3,05	3,05	9,53	21%
SAQ107	Peón	2,00	3,05	6,1	19,06	42%
SAQ108	Chofer: volqueta	0,50	4,36	2,18	6,81	15%
SAQ109	Operador equipo liviano	0,05	3,05	0,1525	0,48	1%
COSTO DIRECTO PARCIAL					45,41	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
SAQ1010	Hormigón premezclado	m3	1,001	103,59	103,69	100%
COSTO DIRECTO PARCIAL					103,69	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**176,02**	
Utilidad 15%					26,40	
Costos indirectos 8%					14,08	
Costos Financieros 1%					1,76	
Impuesto 1%					1,76	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**44,01**	
PRECIO TOTAL					**220,03**	

FUENTE: Propia

CAPÍTULO VI

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

El diseño de la estructura metálica correspondiente a la segunda ampliación del hospital militar en el área de quirófanos; se basa en el principio de diseño ASD del manual AISC 2011. Al usar el método ASD los cálculos adquieren mayor confiabilidad; ya que es un método más conservador, donde las cargas (muerta, viva, ambientales) se acumulan para diversas combinaciones.

La modelación y simulación de la estructura se realizó mediante el software SAP2000 v15.1.0 Ultimate, el que permitió dimensionar y seleccionar los componentes estructurales más livianos que minimizan la afectación en las columnas de concreto de la estructura existente.

Los perfiles estructurales pertenecientes al diseño de la segunda ampliación son los mencionados en la sección 4.2.2. Dichos perfiles fueron seleccionados tomando en cuenta criterios del manual de diseño AISC, como esbeltez de la sección transversal y compactibilidad. Todos los perfiles son compactos y la sección transversal no esbelta; lo que permite la utilización de la metodología de diseño presentada en la AISC.

Los parámetros requeridos por el software SAP2000 v15.1.0 Ultimate, necesitaron varias modificaciones en los factores de carga; tomando en cuenta la ubicación de la estructura y condiciones ambientales a los que está sometida. Estos parámetros permiten simular de manera más realista diferentes escenarios de carga; ya que son calculados de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Los resultados obtenidos por el software SAP2000 v15.1.0 Ultimate, fueron comprobados mediante cálculos manuales, con el método de diseño ASD que se detalla en el manual AISC 2011. El valor de índice de trabajo para cada elemento estructural, es el parámetro comparativo entre el método manual y el software; éstos tienen un error máximo de 1.5%, que se considera despreciable.

Se cumplió exitosamente el objetivo principal del proyecto de titulación, de diseñar una nueva alternativa del sistema estructural para la segunda ampliación de la edificación del Hospital Militar de la ciudad de Quito, en el área de quirófanos; cumpliendo con los requerimientos funcionales y estéticos de la estructura donde se ubicarán quirófanos de alta tecnología.

6.2. RECOMENDACIONES

En diseño de estructuras que demanden alta confiabilidad, como edificaciones esenciales y/o peligrosas; se recomienda utilizar el criterio ASD, debido a que éste método considera un factor de seguridad en el dimensionamiento de los elementos estructurales.

El diseño de estructuras de acero, debe regirse siempre en normas y códigos actualizados, que permitan obtener diseños seguros. Un diseño seguro no es sobredimensionar a los elementos estructurales sino más bien que trabajen de forma óptima, aprovechando al máximo sus propiedades.

Para facilitar al diseñador de estructuras metálicas; la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) presenta estudios de mecánica de suelos, geotécnicos y ambientales de forma generalizada para todo el país; sin embargo es importante contar con estudios preliminares, de la zona específica de implantación de la estructura.

Las modificaciones en los parámetros ingresados en el software SAP2000 v15.1.0 Ultimate son indispensables para una simulación realista; ya que se considera estudios de las condiciones ambientales y geográficas a través del tiempo de la zona de implantación de la estructura.

Es importante identificar correctamente la sección crítica de la estructura; ya que en ésta se calcula las dimensiones óptimas de soldadura y otros parámetros requeridos para la fabricación y montaje.

El análisis de costos unitarios en éste proyecto se lo realizó de manera referencial y se obtuvo un aproximado del costo de fabricación y montaje. Para mejorar el análisis es necesario conocer los métodos reales de fabricación y el tiempo que tardará en montarse la estructura.

Las herramientas de diseño en la actualidad poseen grandes beneficios y ayuda al diseñador, por lo que se recomienda mantenerse actualizado en el ámbito tecnológico; tomando en cuenta que en el software el Ingeniero debe considerar la mayoría de factores para obtener resultados muy parecidos a la realidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC. (1986). *Steel Construction Manual* (Eighth ed.). American Institute of Steel Construction.

AISC. (2011). *Steel Construction Manual* (Fourteenth ed.). American Institute of Steel Construction.

Bambarén, C., & Alatrista, S. (2008). *Progama Médico Arquitectónico para el diseño de Hospitales Seguros* (Primera ed.). Perú: SINCO Editores.

Bressler, B., Lin, T., & Scalzi, J. (1997). *Diseño de Estructuras de Acero.* México D.F.: Limusa.

Budynas, R., & Nisbett, J. (2006). *Shigley's Mechanical Engineering Design* (8 th ed.). United States of America: McGraw Hill.

Carlozama, C., & Chicaiza, E. (2010). *Diseño y cálculo de la estructura metálica de la planta alta de la sede social de la cooperativa Centenario de Quito* (Tesis de pregrado ed.). Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

Jeffus, L. (2009). *Soldadura: Principios y Aplicaciones* (Vol. 3). Barcelona, España: Paraninfo.

McCormac, J. (1993). *Diseño de Estructuras de Acero - LRFD* (Segunda ed.). México, México: Alfaomega.

McCormac, J. (2003). *Diseño de Estructuras Metálicas - ASD* (Cuarta ed.). México, México: Alfaomega.

McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (Quinta ed.). México, México: Alfaomega.

Moncayo, M., & Oña, N. (2011). *Elaboración de procesos y procedimientos quirúrgicos de enfermería para el mejoramiento de la gesstión técnica del quirófano del HE1* (Tesis de pregrado ed.). Sangolquí, Ecuador: Repositorio digital Escuela Politécnica del Ejército.

MSP. (2013). *Guía de Acabados Interiores para Hospitales.* Quito, Ecuador: ISBN: 978-9942-07-455-3.

NEC-11. (2011). *Cargas y Materiales* (Vol. Capítulo I). Ecuador.

NEC-11. (2011). *Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-reistente* (Vol. Capítulo II). Ecuador.

NEC-11. (2011). *Vidrio* (Vol. Capítulo VIII). Ecuador.

Ortega, A. (2009). *Diseño del sistema estructural para la ampliación de la edificación del Hospital Militar de Quit, en el área de quirófanos* (Tesis de pregrado ed.). Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

Pisani, M., Richieri, M., & Vega, R. (2013). *Análisis de un anteproyecto de Hospital Pediátrico nivel VI en Resistencia Chaco* (Monografía Post-Grado ed.). Lanús, Argentina: Asociación Argentina de Arquitectura e Ingeniería Hospitalaria.

Schiller, S. (n.d.). *Arquitectura para un Futuro Sustentable* (Programa de Trabajo ed.). Las Américas: UIA - Región 3.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD* (Primera en español ed.). México, México: McGraw-Hill Interamericana.

Yanez, E. (1986). *Hospitales de Seguridad Social.* México, México: Limusa.

ANEXOS

ANEXO 1:

ESTUDIO PRELIMINAR AMPLIACIÓN HOSPITAL MILITAR QUITO

ANEXO 2:

SIMULACIÓN SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE (ÍNDICES DE TRABAJO)

ANEXO 3:

SIMULACIÓN SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE (REACCIONES EN EMPOTRAMIENTOS)

ANEXO 4:

EJEMPLO WPS (JUNTA CRÍTICA)

ANEXO 5:

PLANOS ESTRUCTURALES