ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO DE LA CUBIERTA METÁLICA DE LA CANCHA DE BALONCESTO JUNTO AL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA EPN

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

CRESPO VARGAS FELIPE JOSÉ

f.j.crespo.v@gmail.com

SÁNCHEZ SOTO BOLÍVAR LENIN

b.sanchez_soto@outlook.es

DIRECTOR: ING. RICARDO SOTO

ricardo.soto@epn.edu.ec

Quito, DICIEMBRE 2014

DECLARACIÓN

Nosotros, CRESPO VARGAS FELIPE JOSÉ y SÁNCHEZ SOTO BOLÍVAR LENIN, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros 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.

_____ _____

Sánchez Soto Bolívar Lenin Crespo Vargas Felipe José

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por CRESPO VARGAS FELIPE JOSÉ y SÁNCHEZ SOTO BOLÍVAR LENIN, bajo mi supervisión.

_____

Ing. Ricardo Soto

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A mi Dios por guiar mi camino y darme las fuerzas para perseverar.

A mis padres por su comprensión y apoyo incondicional.

A mi familia, mis hermanos y a mi princesa porque siempre me motivan, con su ejemplo y su cariño, a superar las dificultades.

Al Ing. Ricardo Soto por su colaboración en el desarrollo del presente proyecto.

Felipe José

El reconocimiento a Dios por estar guiándome y protegiéndome a cada instante de mi existencia.

A mis padres María Cristina Soto y Bolívar Sánchez por manifestar su apoyo cuando más lo he necesitado sacándome adelante, a lo cual ingratamente nunca tuve la oportunidad de agradecer.

A los amores de mi vida Paula Arianna Sánchez Guevara y su madre Evelyn Guevara que han soportado estoicamente mi ausencia prolongada para elaborar este trabajo.

A mis hermanos por sus palabras de aliento incondicional.

Finalmente mi agradecimiento al Ing. Ricardo Soto por su ayuda en la culminación de este proyecto.

Bolívar Lenin

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios todopoderoso que me acompaña en todo lo que hago. Dedico este logro a mis padres y mi familia que siempre están junto a mí, cuando los necesito. También dedico este logro a mi princesa que me ha apoyado en esta etapa.

Felipe José

Finalmente la culminación de esta etapa de mi vida se la dedico a mi familia.

A mis padres quienes a lo largo de mi existencia han velado por mi bienestar y educación siendo mi sostén en todo momento. Depositando su entera confianza en cada reto que se me presenta sin dudar de mi capacidad e inteligencia.

A mi hija Paula Arianna y su Madre Evelyn, que gracias a su amor puro que me brindan me dan las fuerzas para sobresalir en la vida, a pesar de todas las adversidades que se han presentado.

A dios por haberme dado la oportunidad de crecer y salir adelante en este camino empinado que es la vida, y demostrarme que en la vida quién obra bien será recompensado.

Bolívar Lenin

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS x
ÍNDICE DE TABLAS xiv
ÍNDICE DE ANEXOS xvii
SÍMBOLOGÍA xviii
RESUMEN xxi
PRESENTACIÓN xxii
CAPÍTULO I
GENERALIDADES
1.1. INTRODUCCIÓN 1
1.1.1. SISTEMAS ESTRUCTURALES 1
1.1.2. EL ARCO COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL 7
1.1.3. TRANSMISIÓN DE FUERZAS Y ESTABILIDAD DEL ARCO 8
1.1.4. EL ARCO CARPANEL 12
1.2. TEORÍA DE ESTRUCTURAS 15
PRINCIPIOS GENERALES 15
CAPÍTULO II
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, CONDICIONES, CARGAS Y MÉTODOS DE DISEÑO
2.1. INTRODUCCIÓN 17
2.2. ENFOQUE DEL PROYECTO 18
2.3. DETALLES DEL PREDIO “CANCHA DE INGENIERÍA MECÁNICA” 18
2.3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA 18
2.3.2. DATOS DE LA ZONA 19
2.3.2.1. Medidas de la cancha de baloncesto 19
2.3.2.2. Mapa de zonificación sísmica para diseño 21
2.3.2.3. Condiciones generales de viento 22
2.4. NORMATIVA GENERAL 23
2.4.1. TEORÍA DEL DISEÑO EN BASE A RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD) 23
2.4.2. TEORÍA DE DISEÑO EN BASE A LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD) 25

2.5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 27
2.5.1. CARGAS DE DISEÑO 27
2.5.1.1. Carga muerta 27
2.5.1.2. Cargas vivas 28
2.5.1.3. Carga de viento 29
2.5.1.4. Carga de sismo 35
2.6. CÁLCULO DE LA ARMADURA 38
2.7. DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCIÓN 42
2.8. DISEÑO DE COLUMNAS 43
2.9. DISEÑO DE VIGAS 47
2.9.1. TEORÍA GENERAL 47
2.9.2. DISEÑO DE LAS CORREAS 48
2.10. DISEÑO DE CONEXIONES 49
2.10.1. BASES DE DISEÑO 49
2.10.2. CONEXIONES SIMPLES 50
2.10.3. CONEXIONES DE MOMENTO 50
2.10.4. MIEMBROS EN COMPRESIÓN Y JUNTAS DE APLASTAMIENTO 50
2.10.5. EMPALMES EN SECCIONES PESADAS 51
2.10.6. UBICACIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS 51
2.10.7. LIMITACIONES EN CONEXIONES APERNADAS Y SOLDADAS 51
2.10.8. CONEXIÓN SOMETIDA A MOMENTO CON TUBO CUADRADO 52
2.10.8.1. Capacidad de la conexión limitado por la falla de los pernos 52
2.10.8.2. Capacidad de la conexión limitado por la falla de la placa 54
2.11. DISEÑO DE PLACAS BASES 54
2.12. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE 57
2.13. DISEÑO DE LAS JUNTAS SOLDADAS 60
2.13.1. PROCEDIMIENTOS 60
2.13.2. TIPOS DE JUNTAS SOLDADAS 63
2.13.3. CLASIFICACIÓN DE LAS SOLDADURAS 63
2.13.3.1. Soldadura a Tope 64
2.13.3.2. Soldadura de filete 66
2.13.3.3. Soldadura de Tapón y Ranura 67

CAPITULO III
PREFACTIBILIDAD Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS
3.1. ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD 69
3.1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA 69
3.1.1.1 Diagnóstico de la situación actual. 70
3.1.1.2 Diagnóstico de la situación final. 70
3.2. ESTUDIO DE MERCADO 71
3.3. RESTRICCIONES Y LIMITACIONES 72
3.4. ESPECIFICACIONES DEL PRODUCTO 73
3.4.1. CAPACIDAD 73
3.4.2. CONDICIONES DE USO 76
3.4.2.1. Como escenario polideportivo 76
3.4.2.2. Como escenario de recreación 76
3.4.3. ESTÉTICA 76
3.4.4. MATERIALES 77
3.4.5. PROCESOS 77
3.4.6. DATOS TÉCNICOS 78
3.4.7. MONTAJE 78
3.4.8. MANTENIMIENTO 78
3.4.8. VIDA ÚTIL 79
3.4.9. COSTOS 79
3.5. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD 80
3.5.1. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS 80
3.5.1.1. Cubierta a dos aguas (alternativa 1) 80
3.5.1.2. Cubierta tipo arco (alternativa 2) 82
3.5.1.3. Cubierta plana tridimensional tridilosa (alternativa 3) 84
3.5.1.4. Cubierta spline (alternativa 4) 86
3.5.1.5. Cubierta tipo arco con perfil armado (alternativa 5) 87
3.5.2. Selección de la alternativa 88
CAPÍTULO IV
DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA
4.1. CONSIDERACIONES GENERALES 92
4.1.1 DISEÑO DE FORMA. 93

4.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS EN LA ESTRUCTURA 95
4.2.1. DETERMINACIÓN DE LA CARGA MUERTA 95
4.2.2. DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA 96
4.2.3. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO 97
4.2.4. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE SISMO 100
4.3. PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA 101
4.3.1. DISEÑO DE LA CORREAS 101
4.3.2. DISEÑO DE LA CERCHA 108
4.3.3. DISEÑO DEL DINTEL (CELOSÍA DE CORDONES PARALELOS) 110
4.3.4. DISEÑO DE LA COLUMNA 118
4.4. DISEÑO ASISTIDO POR COMPUTADORA 132
4.4.1. COMBINACIONES DE CARGAS USADAS 132
4.4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS 133
4.4.3. CÁLCULO DE LA PLACA BASE 140
4.4.4. CÁLCULO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE 143
4.4.5. CÁLCULO DE LA UNIÓN ENTRE DINTEL Y COLUMNA 144
4.4.6. CÁLCULO DE LA UNIÓN ENTRE CERCHA Y COLUMNA 146
4.4.7. CÁLCULO DE LA UNIÓN ENTRE CERCHA IZQUIERDA Y CERCHA DERECHA 148
4.4.8. VERIFICACIÓN DE LAS PLACAS 151
4.4.8.1. Placa de anclaje 151
4.4.8.2. Placa de unión dintel-columna 153
4.4.8.3. Placa de unión columna-cercha 155
4.4.8.4. UPN de unión cercha-cercha 157
CAPÍTULO V
COSTOS
5.1. ANÁLISIS DE COSTOS 160
5.1.1. COSTO DEL ACERO POR KILOGRAMO INSTALADO 160
5.1.2. PESO Y COSTO DE LAS COLUMNAS 161
5.1.2.1. Columnas de inicio y finales 161
5.1.2.2. Columnas intermedias 163
5.1.3. PESO Y COSTO DE LAS CERCHAS 165
5.1.4. PESO Y COSTO DE LOS DINTELES 167

5.1.5. PESO Y COSTO DE LAS CORREAS 168
5.1.5.1. Correas ubicadas en el inicio y el final de la cubierta 168
5.1.5.2. Correas intermedias 169
5.1.6. CUBIERTA ESTILPANEL AR-2000 170
CAPÍTULO VI
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
6.1. CONCLUSIONES 175
6.2. RECOMENDACIONES 176
BIBLIOGRAFÍA 177

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Sistematización de las estructuras en la construcción 2
Figura 1.2. Vista exterior de una cubierta inflable para canchas deportivas 2
Figura 1.3. Vista interior de una cubierta inflable para canchas deportivas 3
Figura 1.4. Puente con estructura de cercha..... 3
Figura 1.5. Puente Grúa con perfil sólido 4
Figura 1.6. Vista de una planta nuclear..... 5
Figura 1.7. Vista de diferentes rascacielos..... 5
Figura 1.8. Puente atirantado..... 6
Figura 1.9. Estadio 6
Figura 1.10. Partes del arco 8
Figura 1.11. Transmisión de fuerzas en el arco 9
Figura 1.12. Falla del arco..... 9
Figura 1.13. Arcos de diferente luz..... 10
Figura 1.14. Arcos de un solo centro..... 11
Figura 1.15. Arcos de dos centros..... 11
Figura 1.16. Arcos de tres y cuatro puntos..... 12
Figura 1.17. Arco de Perronet en Brunoy, Francia..... 13
Figura 1.18. Estación de trenes de Berlín 14
Figura 2.1. Ubicación del predio..... 19
Figura 2.2(a). Vista general del predio 19
Figura 2.2(b). Vista general del predio 20
Figura 2.3. Croquis de la cancha de baloncesto 20
Figura 2.4. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de zona z 21
Figura 2.5. Acción del viento 33
Figura 2.6. Fuerza creada por el sismo..... 35
Figura 2.7. Estructura de la cubierta 39
Figura 2.8. Perfiles estructurales básicos..... 39
Figura 2.9. Símbolo convencional del soporte de pasador..... 40
Figura 2.10. Símbolo convencional del soporte de rodillo 40
Figura 2.11. Símbolo convencional del soporte fijo..... 41

Figura 2.12. Viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida. 49
Figura 2.13. Dimensiones de la placa de conexión 53
Figura 2.14. Placa y pernos de anclaje 56
Figura 2.15. Pernos de anclaje y placa base 58
Figura 2.15. Proceso SMAW 61
Figura 2.16. Tipos Básicos de Juntas Soldadas 63
Figura 2.17. Tipos de Soldadura 64
Figura 3.1. Visibilidad del espectador 74
Figura 3.2. Vista de los graderíos de la cancha 75
Figura 3.3. Cubiertas a dos aguas 81
Figura 3.4. Cubiertas tipo arco 83
Figura 3.5. Cubiertas planas tridimensionales tridilosa 85
Figura 3.6. Cubierta spline 86
Figura 3.7. Cubierta Tipo Arco Con Perfil Armado 87
Figura 4.1. Diseño de forma 93
Figura 4.2. Carga vertical, componentes horizontales en las reacciones y esfuerzos longitudinales de contrarresto en un arco 94
Figura 4.3. Ángulo de inclinación 104
Figura 4.4. Área portante de cada correa 104
Figura 4.5. Diseño de cercha 108
Figura 4.6. Dimensiones de la cercha 109
Figura.4.7. Dintel, celosía de cordones paralelos sometida a cargas gravitatorias 110
Figura 4.8. Sección de la celosía 114
Figura 4.9. Gráfico para calcular el momento de inercia 114
Figura 4.10. Momento de Inercia del conjunto junto con los montantes y diagonales 115
Figura 4.11. Esquema de cargas en la celosía 116
Figura 4.12. Sección de la celosía por el punto A 117
Figura 4.13. Sistema de arriostramiento relativo 119
Figura 4.14. Área transversal del perfil armado 122
Figura 4.15. Distribución de momentos 123

Figura 4.16. Vista de la columna armada inicial 124
Figura 4.17. Corte longitudinal y transversal de la columna 124
Figura 4.18. Cálculo de las dimensiones luego del corte de acuerdo a θ 125
Figura 4.19. Columna modificada 126
Figura 4. 20. Dimensiones de la columna final 126
Figura 4. 21. Aumento en el extremo superior 127
Figura 4. 22. Reducción en el extremo inferior 127
Figura 4.23. Dimensiones de la celosía de la columna 128
Figura 4.24. Sección transversal promedio de la columna 129
Figura 4.25. Sección transversal del elemento de la celosía 130
Figura 4.26. Sección transversal de los tubos del marco 131
Figura 4.27. Resultados de la simulación 134
Figura 4.28. Elemento crítico 134
Figura 4.29. Cortante en los extremos del dintel 138
Figura 4.30. Fuerzas resultantes 140
Figura 4.31. Dimensiones de la placa base 141
Figura 4.31. Dimensiones de la placa base con la columna 141
Figura 4.32. Barra de anclaje 144
Figura 4.33. Medidas de la placa unión 144
Figura 4.34. Dimensiones de la placa de unión entre la columna y la cercha 147
Figura 4.35. Dimensiones de la UPN de unión entre las cerchas 149
Figura 4.36. Fuerzas aplicadas a la placa de anclaje 152
Figura 4.37. Esfuerzos en la placa base 152
Figura 4.38. Deformaciones en la placa base 153
Figura 4.39. Fuerzas aplicadas a la placa 154
Figura 4.40. Esfuerzos en la placa 154
Figura 4.41. Deformaciones en la placa 155
Figura 4.42. Fuerzas aplicadas a la placa 156
Figura 4.43. Esfuerzos en la placa 156
Figura 4.44. Deformaciones en la placa 157
Figura 4.45. Fuerzas aplicadas a la UPN 158
Figura 4.46. Esfuerzos en la UPN 158
Figura 4.47. Deformaciones en la UPN 159

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada 22
Tabla 2.2. Velocidades del viento y dirección en Quito 22
Tabla 2.3. Carga viva para una cubierta 29
Tabla 2.4. Factor de Importancia..... 31
Tabla 2.5. Categorías de exposición a la carga de viento para edificaciones .. 32
Tabla 2.6. Factor de direccionalidad del viento 32
Tabla 2.7. Coeficiente de presión externa para techos en arco. 34
Tabla 2.8. Coeficiente de presión interna 34
Tabla 2.9. Factor de Importancia..... 36
Tabla 2.10. Características del sitio 36
Tabla 2.11. Longitudes efectivas de las columnas 46
Tabla 2.12. Diámetro de perforación de acuerdo al diámetro del perno de anclaje 60
Tabla 2. 13. Tipos de electrodos revestidos para proceso SMAW 61
Tabla 2. 14. Garganta efectiva de soldaduras 65
Tabla 2.15. Espeso mínimo de garganta efectiva 65
Tabla 2.16. Tamaño mínimo de soldadura de filete 66
Tabla 3.1. Valorización de la efectividad de las alternativas 88
Tabla 3.2. Evaluación del peso específico de cada criterio 89
Tabla 3.3. Evaluación de las alternativas 90
Tabla 4.1. Características generales de la nave 92
Tabla 4.2. Dimensiones de la nave 93
Tabla 4.3. Pesos y cantidades de los elementos estructurales 96
Tabla 4.4. Peso de la cubierta 96
Tabla 4.5. Coeficientes de presión de viento en la cubierta 98
Tabla 4.6. Coeficientes de presión de viento en las paredes 98
Tabla 4.7. Presión del viento en la estructura 99
Tabla 4.8. Características del pórtico 101
Tabla 4.9. Cálculo de las correas 105
Tabla 4.10. Cálculo del dintel 112
Tabla 4.11. Clasificación de la sección según pandeo local 113

Tabla 4.12. Cálculo de la cercha 118
Tabla 4.13. Características del pórtico 120
Tabla 4.14. Propiedades de la sección transversal promedio de la columna . 130
Tabla 4.15. Propiedades de los elementos de la celosía 131
Tabla 4.16. Propiedades del marco 132
Tabla 4.17. Correas del techo 135
Tabla 4.18. Marco de la columna 135
Tabla 4.19. Marco de la cercha de la cubierta 136
Tabla 4.20. Marco del dintel 136
Tabla 4.21. Reacciones máximas en la base de la estructura 137
Tabla 4.22. Fuerzas y momentos en la conexión columna-dintel 138
Tabla 4.23. Fuerzas y momentos en la conexión columna-cercha 139
Tabla 4.24. Fuerzas existentes en la unión entre cerchas 140
Tabla 4.25. Dimensiones generales de la placa base y la cimentación 141
Tabla 4.26. Dimensiones de la columna y aumentos 141
Tabla 4.27.Datos de la placa de unión 147
Tabla 4.28. Datos de la placa 151
Tabla 4.29. Datos de la placa 153
Tabla 4.30. Datos de la placa 155
Tabla 4.31. Datos de la UPN 157
Tabla 5.1. Desglose del costo del acero por kilogramo 160
Tabla 5.2. Lista y peso de los elementos de la celosía de la columna 161
Tabla 5.3. Lista y pesos de los accesorios de las columnas 162
Tabla 5.4. Peso total y precio de las columnas 163
Tabla 5.5. Lista y peso de los accesorios de las columnas 163
Tabla 5.6. Lista y peso de los accesorios de las columnas (continuación) 164
Tabla 5.7. Peso total y precio de las columnas 164
Tabla 5.8. Lista y peso de los elementos de la celosía de la cercha 165
Tabla 5.9. Lista y pesos de los accesorios de la cercha 166
Tabla 5.10. Peso total y precio de las cercha 166
Tabla 5.11. Lista y peso de los elementos de la celosía del dintel 167
Tabla 5.12. Peso de las placas para unir columna-dinteles 167
Tabla 5.13. Peso total y precio de las cercha 168

Tabla 5.14. Correas de los extremos de la cubierta 168
Tabla 5.15. Ángulos para unir las correas de los extremos de la cubierta 168
Tabla 5.16. Peso total y precio de las correas..... 169
Tabla 5.17. Correas de los extremos de la cubierta 169
Tabla 5.18. Ángulos para unir las correas de los extremos de la cubierta 169
Tabla 5.19. Peso total y precio de las correas..... 170
Tabla 5.20. Características del ESTILPANEL AR-2000 170
Tabla 5.21. Precio de los paneles de la cubierta..... 170
Tabla 5.22. Proforma..... 171
Tabla 5.22. Proforma (continuación) 172
Tabla 5.22. Proforma (continuación) 173
Tabla 5.22. Análisis de costos de la obra (continuación) 174

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A1

Tabla A1.1. Coeficiente de presión externa C_p I

Tabla A1.1. Coeficiente de presión externa C_p (continuación) II

ANEXO A2

Figura A2.1. Carga viva IV

Figura A2.2. Carga de techo IV

Figura A2.3. Carga de sismo en X V

Figura A2.4. Carga de sismo en Y V

Figura A2.5. Carga de viento, pared a barlovento (qi positiva) VI

Figura A2.6. Carga de viento, pared a sotavento (qi positiva) VI

Figura A2.7. Carga de viento lateral (qi positiva) VII

Figura A2.8. Carga de viento, 1er cuarto de la cubierta a barlovento (qi positiva) VII

Figura A2.9. Carga de viento en la mitad de la cubierta (qi positiva) VIII

Figura A2.10. Carga de viento último cuarto de cubierta (qi positiva) VIII

Tabla A2.1. Carga viva IX

Tabla A2.2. Cálculos de la carga de viento X

ANEXO A3

Tabla A3.1. Detalles de la Columna de Inicio XI

Tabla A3.2. Detalles de la Columna Final XIII

Tabla A3.3. Detalles de la Columna Intermedia XV

Tabla A3.4. Detalles del Dintel XVII

Tabla A3.5. Detalles de la Cercha Derecha XVIII

Tabla A3.6. Detalles de la Cercha Izquierda XX

Tabla A3.7. Detalles de las Correas XXII

Tabla A3.8. Detalles de la Cubierta (ESTILPANEL AR-2000) XXIV

ANEXO A4

Tabla A4.1. Proforma de RHELEC XXV

Tabla A4.2. Proforma de ALJUFIBE XXVI

Tabla A4.3. Proforma de SEDEMI XXVII

SÍMBOLOGÍA

α	Exponente de fuerza de ráfaga de 3s
A_{BM}	Área de la sección transversal del metal base
Ae	es el área neta efectiva
Ag	es el área bruta del miembro (apartado 2.7)
A_g	Área de la sección transversal (apartado 2.8)
A_W	Área efectiva de la soldadura
C_s	Coeficiente de respuesta sísmica
C_p	Coeficiente de presión externa en sotavento o barlovento
Cw	Constante de alabeo
D	Carga muerta
Do	Diámetro del tubo
D_i	Peso de hielo
d_i	Espesor del estrato i
d_c	Suma de los espesores de los *k* estratos de suelos cohesivos
E	Carga sísmica (apartado 2.4.)
E	Módulo de elasticidad del acero (apartado 2.8.)
F	Cargas de fluidos
ϕ	Factor de resistencia para LRFD
F_a	Carga de inundación (apartado 2.4.)
Fa	Factor de sitio (apartado 2.5.1.3.)
F_{BM}	Tensión nominal del metal base
$f'c$	Resistencia a compresión del concreto
F_{cr}	Esfuerzo Crítico
Fn	Tracción nominal de pernos de anclaje
F_y	Límite de fluencia del acero
F_W	Tensión nominal del metal de soldadura
Fu	Resistencia última
G	Factor de ráfaga
GC_{pi}	Coeficiente de presión interna
H	Carga por la presión lateral del suelo
h	Altura media sobre el piso

I	El factor de importancia
Ix, Iy	Momentos de inercia en torno a x,y
J	Constante torsional
K_d	Coeficiente de direccionalidad del viento
K_z	Coeficiente de exposición de la presión de la velocidad
K_{zt}	Coeficiente de topografía
L	Carga viva
L_r	Carga viva de cubierta
M_n	Resistencia de flexión nominal
M_p	Momento plástico
N	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar
N_i	Número de golpes en el ensayo de penetración estándar
Nch	Número de golpes del ensayo de penetración estándar
Ω	Factor de seguridad para ASD
pz	Presión del viento para paredes en barlovento
ph	Presión del viento para paredes laterales, en sotavento y techo
q	Presión dinámica inducidad del viento
qz	Presión de la velocidad a la altura z
ρ	Densidad
R	Carga de lluvia (apartado 2.4.)
R	Factor de reducción de respuesta (apartado 2.5.1.3.)
r	La relación altura - longitud del pórtico
Ra	Resistencia requerida en diseño ASD
R_h	Reacción horizontal
Rn	Resistencia nominal
Ru	Resistencia requerida
R_v	Reacción vertical
S	Carga de nieve (apartado 2.4.)
S	Módulo de sección elástico (apartado 2.9.)
S_{DS}	Aceleración espectral de diseño
SMS	Aceleración sísmica espectral de diseño en períodos cortos
SS	Máxima aceleración espectral en períodos cortos de tiempo
S_u	Resistencia al corte no drenado

S_{ui}	Resistencia al corte no drenado
T	Cargas por efectos acumulados
V	La velocidad del viento (apartado 2.5.1.2.)
V	Fuerza lateral total o cortante en la base (apartado 2.5.1.3.)
vs	Velocidad media de la onda de cortante en m/s
v_{si}	Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i
W	Carga de viento
W_i	Cargas de hielo atmosférico
W_r	Carga reactiva del edificio
Z	Factor de zona sísmica
z	Altura sobre el piso en m
z_g	Altura nominal de frontera atmosférica en m

RESUMEN

El proyecto de titulación que se realizará, es el diseño de la estructura metálica de la cubierta de la cancha baloncesto junto al edificio de Ingeniería Mecánica de la EPN. El estudio se desarrollará en cinco capítulos que se resumen a continuación.

Primero se hablará de manera general de la teoría de estructuras según Heino Engel, que permite explicar el comportamiento general de las estructuras. Después, se expone de manera general los tipos de arcos que existen y las diferentes aplicaciones del arco en varias estructuras, se da énfasis en el análisis del arco Carpanel, también se hablará de cubiertas de dos aguas y aplicaciones.

Se analizará de manera general las normas constructivas (AISC, ASCE) que guiarán la realización del proyecto. Pasando por el análisis y diseño general de la estructura hasta el detalle de las juntas, correas, vigas, columnas, placas base, pernos de anclaje y juntas soldadas.

Después, se investigarán las alternativas para la cubierta, a través de estudios que permiten determinar las limitaciones, restricciones y factibilidad de las alternativas. Determinando claramente las ventajas y desventajas de cada una. Al final del análisis se usará la cubierta que más convenga, de acuerdo a los resultados obtenidos. A continuación, se establecerán las cargas de trabajo de la estructura, se calcularán las fuerzas y momentos a los que está sometida y se determinarán los puntos críticos. En base a esto se calculará la estructura de la cubierta y se diseñarán las correas, vigas y columnas usando el programa SAP 2000 y las juntas en SOLIDWORKS. Finalmente, se hará una simulación de la estructura en tres dimensiones para que se visualice fácilmente el comportamiento de la cubierta en el programa SOLIDWORKS.

Por último se determinará el costo de fabricación y montaje de la estructura de la cubierta, detallando el costo de los materiales y la mano de obra. Se usarán los costos reales, para tener un producto competitivo.

PRESENTACIÓN

En la cancha de baloncesto que se encuentra junto al edificio de Ingeniería Mecánica de la Escuela Politécnica Nacional, se realizan a lo largo del año actividades y eventos deportivos y culturales. Es un espacio que se usa mucho si el clima lo permite. Pero, en ocasiones, se deben aplazar actividades planificadas debido a malas condiciones climáticas, retrasando eventos importantes.

Para resolver este problema, se ha decidido proponer a las autoridades una alternativa realizable: el diseño de una cubierta para la cancha, tomando como base criterios y normas técnicas y proponiendo precios de fabricación y montaje competitivos.

La cubierta permitirá realizar actividades independientemente del clima, y aumentará la versatilidad de este espacio. Además, se podrá crear un escenario deportivo de primera categoría, facilitando la participación de las selecciones deportivas de la EPN en eventos deportivos de los que antes estaba excluida por falta de instalaciones adecuadas.

Por otro, lado la cubierta diseñada con criterios técnicos y estéticos aportará al mejoramiento de la imagen de la universidad, que está en progreso y mejoramiento continuos.

CAPÍTULO I
GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

1.1.1. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para determinar el tipo de configuración del entramado estructural, se va a exponer diferentes sistemas estructurales. Para esto se usan las teorías expuestas por Heino Engel en su libro Sistemas de Estructuras.

El sistema estructural queda definido por dos componentes interrelacionados entre sí: 1. Fuerzas: sistema dinámico de la transmisión de cargas y control de fuerzas. 2. Geometría: sistema descriptivo para determinar la forma de la estructura y el recorrido de las fuerzas. En el caso de estructuras materiales se añade un tercer componente: 3. Material: sistema material para el control de las fuerzas y su traducción geométrica (ENGEL, H; 2001; pág. 35).

En su libro Heino Engel divide los sistemas de estructuras en 5 familias: Sistemas de forma activa, sistemas de vector activo, sistemas de sección activa, sistemas de superficie activa, sistemas de altura activa y combinaciones de los anteriores.

Como se observa en la Figura 1.1 (ENGEL, H; 2001; pág. 39) cada sistema estructural recibe su nombre por la manera en que se transmiten las fuerzas en sus elementos constitutivos.

Los sistemas de estructuras de forma activa, son sistemas de material flexible, no rígido, en los que la transmisión de cargas se realiza a través del diseño de una forma adecuada y una estabilización característica de la forma. Este tipo de sistemas de estructuras está constituido por: estructuras de cables, estructura de tienda, estructuras neumáticas y estructuras de arcos.

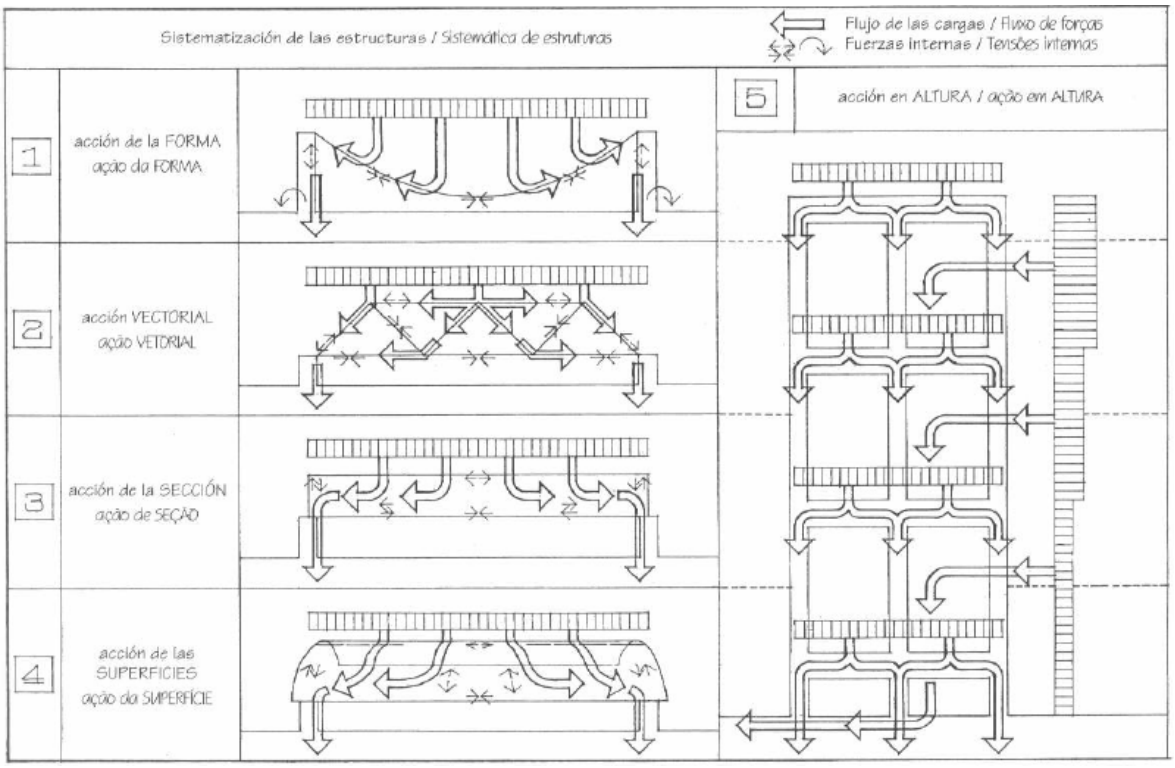


Figura 1.1. Sistematización de las estructuras en la construcción

Figura 1.2. Vista exterior de una cubierta inflable para canchas deportivas

Figura 1.3. Vista interior de una cubierta inflable para canchas deportivas

En las figuras 1.2. y 1.3. se observa claramente como la cubierta permite tener una gran luz sin columnas, permitiendo realizar actividades deportivas que necesitan bastante espacio. Además, se ve que el mecanismo portante es la propia cubierta, es una estructura de superficie (ARCHI EXPO; 2014).

Los sistemas de estructuras de vector activo, son sistemas de elementos lineales cortos, sólidos y rectos (barras), en los que la transmisión de fuerzas se realiza mediante descomposición vectorial, es decir, a través de una subdivisión en fuerzas unidireccionales (compresión o tracción). Este tipo de sistemas de estructuras está constituido por: cerchas planas, cerchas planas, cerchas curvas, mallas espaciales.

Figura 1.4. Puente con estructura de cercha

En la Figura 1.4., se puede ver un puente construido con una estructura de vector activo. Sus elementos soportan cargas de tracción y compresión (MICRON OPTICS; Julio 2013).

Los sistemas de estructuras de sección activa, son sistemas de elementos lineales rígidos y macizos, incluida su compactación como losa, en los que la transmisión de cargas se efectúa a través de la movilización de fuerzas seccionales. Este tipo de sistemas de estructuras está constituido por: estructuras de vigas, estructuras de pórticos, estructuras de retícula de vigas, estructura de losas.

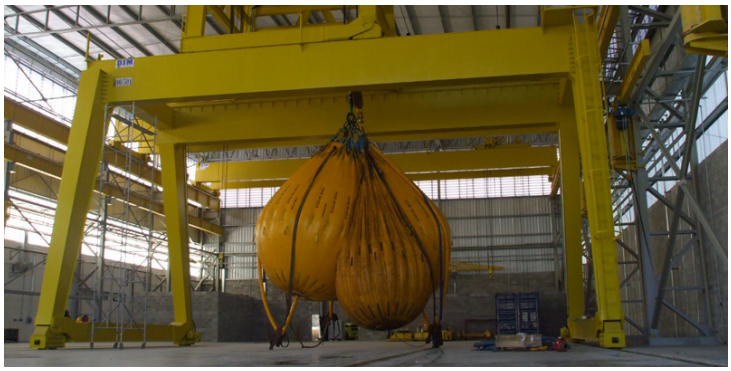


Figura 1.5. Puente Grúa con perfil sólido

En la Figura 1.5., se observa un puente grúa con una forma de pórtico, está constituida por perfiles sólidos que le permiten soportar cargas de flexión (ATRAC; 2013).

Los sistemas de estructuras de superficie activa, son sistemas de superficies flexibles, pero resistentes a tracciones, compresiones y esfuerzos cortantes, en los que la transmisión de fuerzas se realiza a través de la resistencia de las superficies y una determinada forma de las superficies. Este tipo de sistemas de estructuras está constituido por: estructuras de láminas, estructuras de láminas plegadas y estructuras de membranas.

Figura 1.6. Vista de una planta nuclear

En la Figura 1.6., se observa una planta nuclear, y se pueden observar dos ejemplos de estructuras de forma activa: las torres de enfriamiento y un domo esférico (MCDONALD, M; 2013).

Los sistemas de estructuras de altura activa, son sistemas en los que la transmisión de fuerzas debidas a su extensión en altura, es decir, el conjunto de las cargas de las plantas y el viento junto con la reacción del suelo, se realiza mediante las adecuadas estructuras en altura: rascacielos. Este tipo de sistemas de estructuras está constituido por: rascacielos reticulares, rascacielos perimetrales, rascacielos con núcleo y rascacielos puente.

Figura 1.7. Vista de diferentes rascacielos

Se puede ver en la Figura 1.7., diferentes rascacielos. Las Torres Gemelas que dominan la imagen son rascacielos homogéneos, y pueden resistir cargas

horizontales ocasionadas por el viento o por terremotos que producen movimientos y deformaciones complejas (WOOD, J; REYNOLDS, M; 2006).

Los sistemas de estructuras en combinación o estructuras híbridas son sistemas en los que la desviación de las fuerzas se efectúa a través de la acción conjunta de dos o más sistemas diferentes, pero equiparables en cuanto a su función portante, de distintas “familias” estructurales.

La acción conjunta se consigue mediante dos maneras posibles de unión de sistemas: superposición o acoplamiento (ENGEL, H; 2001; pág. 41-43).

Figura 1.8. Puente atirantado

Un puente atirantado como el de la figura (puente de atrás), es un ejemplo de una estructura híbrida donde dos tipos de familias se superponen, un pórtico y cables (sección activa y forma activa) (AMERICAN BRIDGE COMPANY; 2009).

Figura 1.9. Estadio

En esta figura se puede ver otro ejemplo de estructura híbrida, donde dos tipos de familias se combinan, un pórtico con unas cerchas de diferentes tipos (AFL ARQUITECTS; 2014).

Para la cubierta que se va a diseñar en este proyecto de titulación, se usarán estas familias de estructuras, como guía de diseño.

1.1.2. EL ARCO COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL

El arco es una estructura única utilizada desde la antigüedad, adaptable y sólida que ha dominado el mundo occidental desde hace 2000 años. Es capaz de unir grandes distancias, soportar grandes pesos y los estragos del tiempo. Esto ha sido logrado usando los materiales más comunes, permitiendo que sea la estructura más perdurable que conoce el ser humano.

La idea principal de un arco es canalizar la fuerza que la estructura necesita soportar, de manera que sea más eficiente en términos de uso de materiales en su construcción.

No existe otra estructura que se asemeje en eficiencia al arco y sus parientes, la bóveda, el cilindro y el domo.

Hace 2000 años, antes del desarrollo del arco, la viga o dintel era el único sistema estructural para construir templos, pero era limitado por la distancia que una viga de madera o piedra puede tener antes de caer.

Pero los ingenieros romanos desarrollaron una estructura ideal y maravillosa: el arco, donde las fuerzas se distribuyen netamente a compresión.

Soporta grandes presiones, mientras más fuerza se le aplica más comprimido estará el arco, pero si se le aplica tensión al arco este pierde su fuerza rápidamente, en especial si se separan sus cimientos, desmoronándose posteriormente (Maravillas Modernas, 2005, ep. 324). Las partes principales del arco se observan en la figura 1.10.

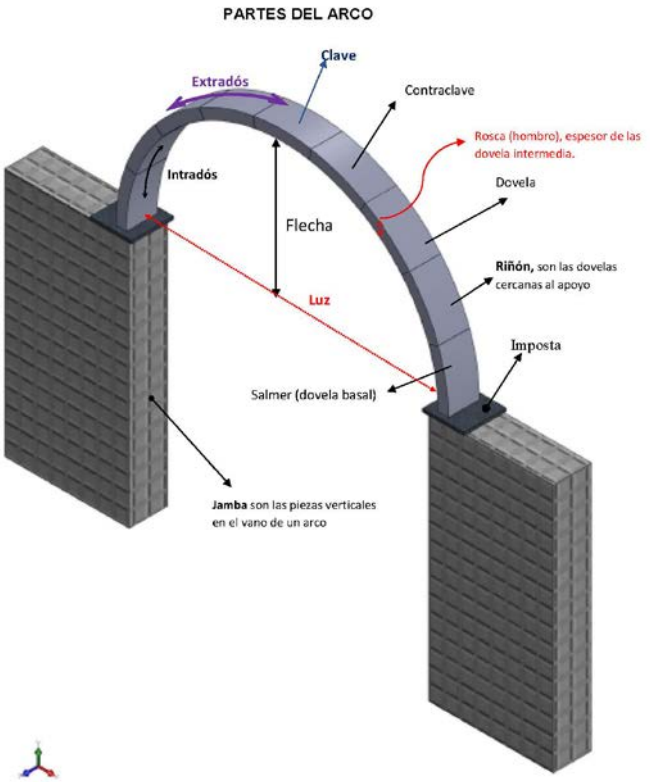


Figura 1.10. Partes del arco

1.1.3. TRANSMISIÓN DE FUERZAS Y ESTABILIDAD DEL ARCO

La transmisión de las fuerzas es decir la acción del peso de los materiales tiende a bajar en vertical hacia el suelo por efecto de la gravedad, pero las dovelas tienen una peculiar forma trapezoidal de manera que su parte exterior, más ancha, no cabe por la parte interior que es más estrecha. Así, el peso de la clave, que tiende a caer en vertical hasta el suelo, al no poder hacerlo por la forma de trapecio, se "encaja" horizontalmente en las dos piezas laterales (las contraclaves). El peso se desplaza en forma diagonal como resultante de la vertical y la horizontal.

Por lo tanto, la estabilidad de la estructura del arco se basa en contener las fuerzas o la línea de empuje (estructura del arco, ver figura 1.11). Siempre y cuando la línea de fuerza está dentro de la estructura del arco o termine en los cimientos, el arco se mantendría de pie para siempre. Pero si la línea de fuerza

está fuera de la estructura del arco por aumento de peso o por cambios de la forma este se derrumbará (ver figura 1.12).

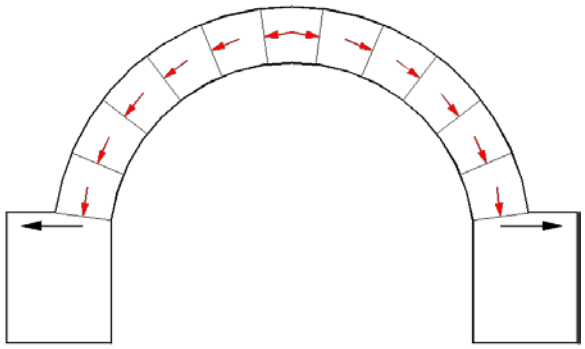


Figura 1.11. Transmisión de fuerzas en el arco

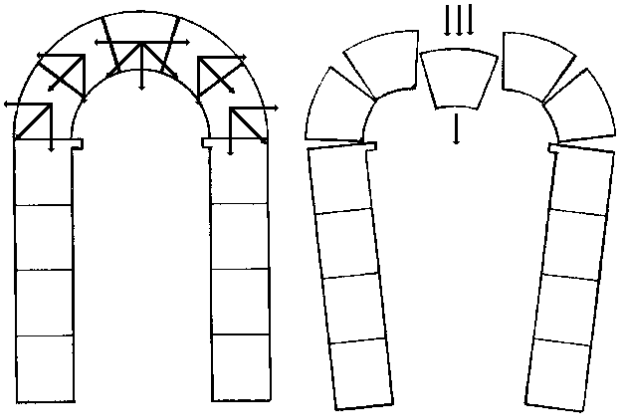


Figura 1.12. Falla del arco

La variación de la altura de los soportes y el aumento de la luz en los arcos influye en los elementos sustentantes de este. Existe más peligro de que éste se abra y se venga abajo por lo que la forma de dar estabilidad al arco, consiste en reforzar suficientemente los elementos donde se va a apuntalar de manera que no se abran hacia el exterior. Sin embargo, en un arco bien construido, la mayor luz se traduce únicamente en un mayor número de dovelas pero puede ser tan estable como un arco de inferior anchura (ver figura 1.13).

Las restricciones históricas del arco no se derivan, del tamaño de sus piezas, ya que éstas pueden ser de pequeñas dimensiones, sino de la necesidad de un

buen desarrollo técnico por la importancia de la forma precisa de las dovelas, su corte bien realizado y el cálculo de los soportes para recibir el peso del arco.

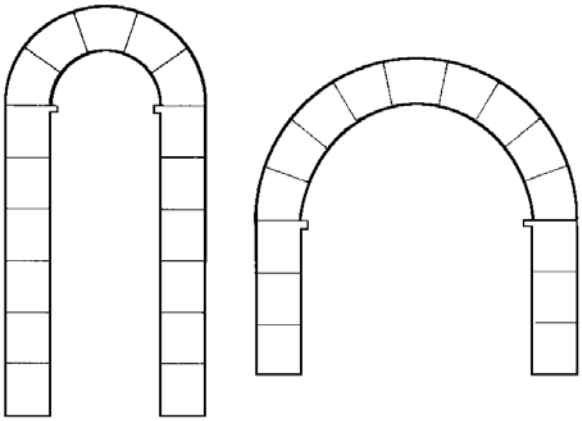


Figura 1.13. Arcos de diferente luz

Las dificultades que se encuentran en el dimensionamiento del arco son los siguientes: Primero, definir la directriz del mismo de modo que se ajuste lo más posible al antifunicular de cargas, garantizando que todas las piezas están comprimidas, y que no se producen esfuerzos de flexión. Segundo, el dimensionado de los estribos para aguantar la carga horizontal. A veces, estos estribos sufren un pequeño movimiento provocando el reajuste de las dovelas del arco. Una manera de evitar este movimiento es atirantar el arco para evitar que éste se abra (GUARDIOLA, A; BASSET, L; 2008; pág. 12).

Existen diferentes tipos de arco, sin embargo no todos los arcos son simplemente una parte de un círculo sino que tienen muchas formas distintas y se construyen de maneras diferentes. Hay arcos de un solo centro, de dos, tres, cuatro o más (CEVALLOS, G; 1996). Y presentan las formas que se observan en las figuras 1.14, 1.15 y 1.16.

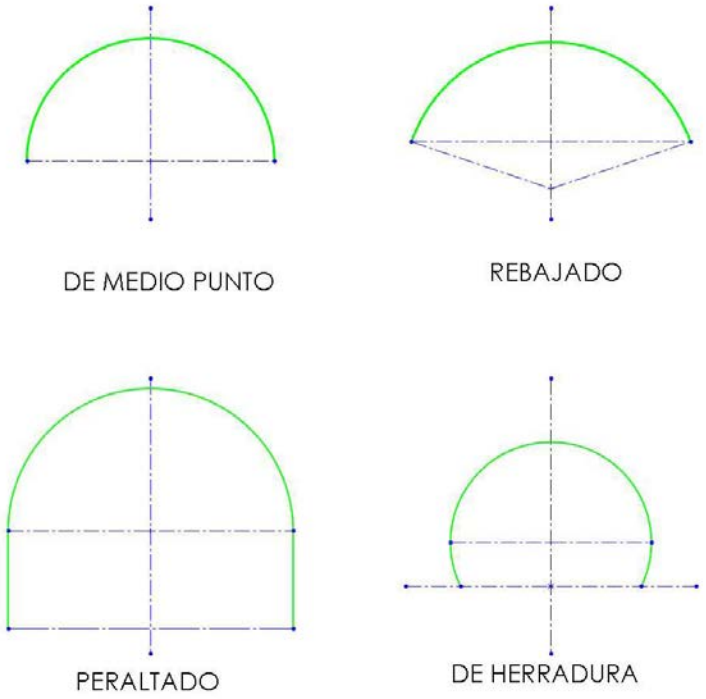


Figura 1.14. Arcos de un solo centro

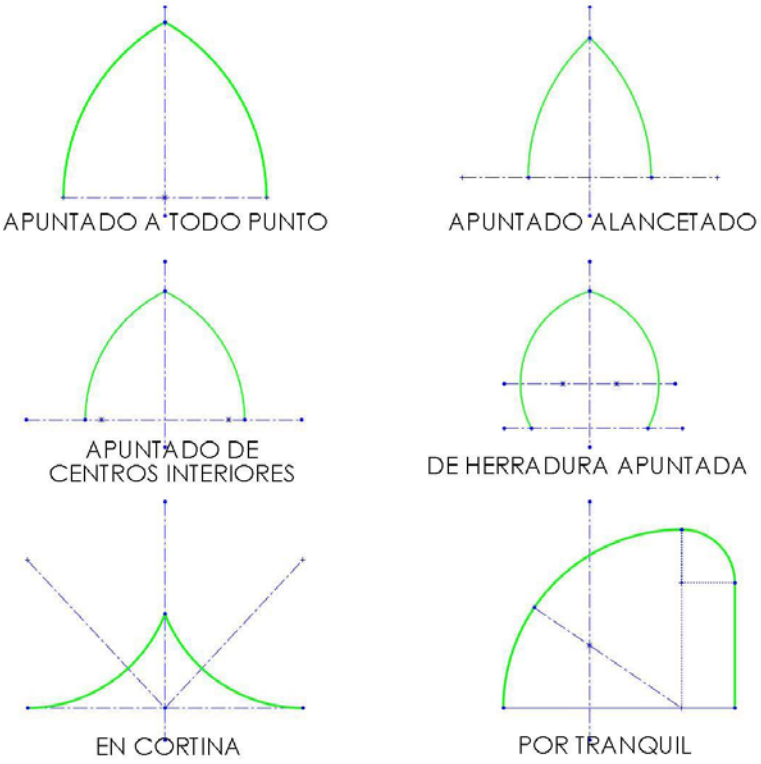


Figura 1.15. Arcos de dos centros

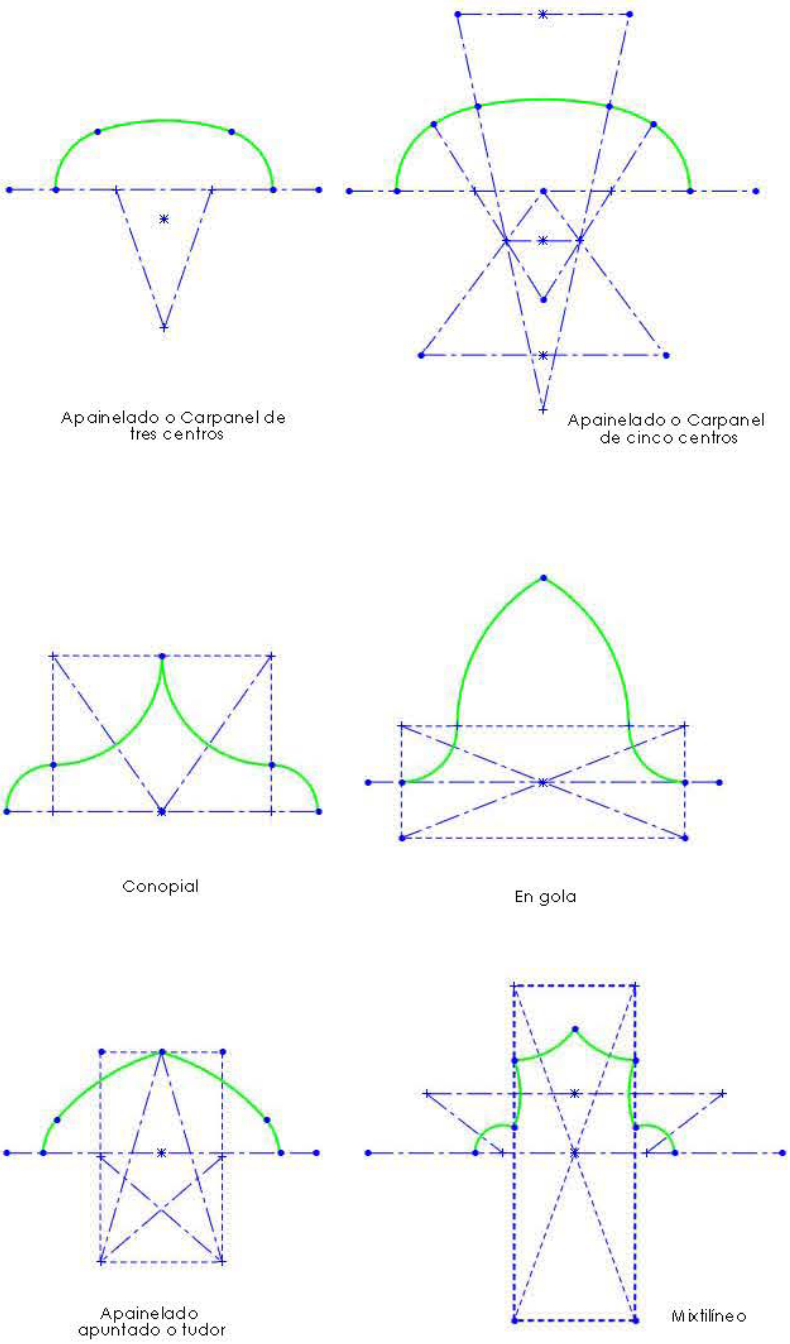


Figura 1.16. Arcos de tres y cuatro puntos

1.1.4. EL ARCO CARPANEL

Para introducir una de las alternativas que se va a proponer para el diseño de la cubierta, se presenta a continuación: el arco Carpanel. Es un arco rebajado con tres centros, dos de ellos se utilizan para forma pequeños arcos en los

extremos por lo que adquiere una forma redondeada (GUARDIOLA, A; BASSET, L; 2008), se puede decir que tiene la forma de un asa de canasta.

Este tipo de arco se comporta de manera diferente al arco de medio punto, pues su forma estructural no presenta la ventaja de ser una estructura de pura tracción, como la curva de la catenaria, o una estructura de compresión pura como el arco de la catenaria invertida. Pero es auto arriostrado, su forma distribuye las cargas con un cambio de signo que reduce o cancela los esfuerzos. La curva del arco de tres centros disfruta de esta propiedad naturalmente por las características inherentes de su forma. Como el ingeniero y educador Mario Salvadori explicó en un artículo sobre armazones delgadas en Architectural Record en septiembre de 1954. “cuando el armazón (la curva en forma de arco Carpanel) desvía los esfuerzos de compresión y trata de doblarse en una dirección bajo el efecto de estos, está impedido de hacerlo por un aumento en los esfuerzos de tracción en la otra dirección.” La ingeniosidad en el diseño estructural implica crear formas que sean que tengan la característica de auto arriostramiento.

El arco Carpanel fue una forma estética favorecida en muchos países europeos a finales del siglo XV y a principios del siglo XVI.

Figura 1.17. Arco de Perronet en Brunoy, Francia

Antes de la era de que la ingeniería científica, arquitectos e ingenieros hábiles entendieron el comportamiento estructural del arco Carpanel. En diseño de puentes, Jean Rodolphe Perronet, director fundador de la escuela francés

École des Ponts e Chaussées, uso muchas veces en sus diseños el arco Carpanel ver la Figura 1.16 (Artisans du Patrimoine; 2014).

Philibert Delorme uso el arco Carpanel para su innovador sistema de arcos de madera laminada, construidos por pequeños pedazos planos de madera que podían ser ordenados en capas horizontales, como las piedras de una bóveda, o verticalmente una al lado de la otra. Delorme concibió toda una gama de aplicaciones: arcos simples, con marcos huecos, y techos enteros de arcos conectados, todos con piezas pequeñas de madera, que conectaban las placas planas de madera entre ellas. El segundo libro de su tratado de 1561 estaba dedicado a diseños que usan el arco Carpanel.

En tiempos modernos, este arco no se usa mucho, pero su belleza ha permitido construir edificaciones utilitarias de gran atractivo. En 1993 la firma de arquitectos von Gerkan, Marg & Cía, ganó el concurso para construir la cubierta de la estación de trenes de Berlín. Pero esta construcción tiene una adición moderna que la hace especial, tiene un cable de soporte que los diseñadores incluyeron. Este que está debajo y encima de la cubierta, y siguiendo la curva de momentos generada por la forma del arco minimiza el esfuerzo de tracción de los miembros del arco, haciendo la estructura metálica trabaje compresión pura (ETLIN, R; 2013), como se observa en la figura Figura 1.17. La cubierta se acabó de construir en el 2006(BLEIBTREU; 2014).

Figura 1.18. Estación de trenes de Berlín

1.2. TEORÍA DE ESTRUCTURAS

PRINCIPIOS GENERALES

Los objetos que deben resistir cargas son, entre otros, construcciones, máquinas, recipientes, camiones, aviones, barcos y cosas parecidas. Por simplicidad a esos objetos se los llamará estructuras; así, una estructura es cualquier objeto que debe soportar o transmitir cargas (GERE, J; 2006; pág. 39).

El diseño estructural puede ser definido como una mezcla entre arte y ciencia, que combina la intuición de un ingeniero experimentado sobre el comportamiento de una estructura con el sólido conocimiento de los principios de estática, dinámica, mecánica de materiales y análisis estructural, para producir una estructura segura, económica y que cumpla con su función (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 1).

Soportar la carga no es suficiente, la estructura debe ser estable frente a la acción de su peso propio y de las cargas externas. Para que esto sea posible se deben estudiar el proceso de transmisión de las fuerzas en la estructura.

Por lo tanto, una estructura trabaja a tres niveles consecutivos: 1. Recepción de cargas. 2. Flujo de cargas. 3. Transmisión de cargas.

Este proceso se describe como flujo de fuerzas. Es la idea básica para el diseño de estructuras (ENGEL, H; 2001; pág. 23).

El proceso de diseño puede dividirse en dos partes: diseño funcional y diseño del entramado estructural.

El diseño funcional asegura que se obtengan los resultados previstos, como (a) áreas de trabajo adecuadas; (b) ventilación y aire acondicionado apropiados; (c) instalaciones de transporte adecuadas; (d) iluminación adecuada; y (e) estética.

El diseño del entramado estructural es la selección de la disposición y tamaño de los elementos estructurales para que las cargas de trabajo puedan ser

transmitidas con seguridad, y los desplazamientos estén dentro de los límites aceptables.

El procedimiento de diseño iterativo puede ser delineado como sigue:

a. Planificación.
b. Establecer las funciones de la estructura.
c. Establecer el criterio con el que se va a medir el diseño resultante como óptimo.

d. Configuración estructural preliminar. Disposición de los elementos para que se cumpla con las funciones del punto a.
e. Estimar las cargas que van a ser soportadas.
f. Selección preliminar de los miembros. Basados en los puntos *a, b* y *c* se seleccionan los tamaños de los miembros para satisfacer un criterio objetivo, como menos peso o menor costo.
g. El análisis estructural que involucra modelar las cargas y el entramado estructural para obtener las fuerzas internas y deformaciones.
h. Evaluación. ¿Se cumplen con las resistencias y funcionalidad requeridas y es el resultado óptimo?
i. Rediseño. Repetir cualquier parte de la secuencia de la *a* a la *f* si es necesario de acuerdo a la evaluación. Los pasos *a* a *f* representan un proceso iterativo. Usualmente en el texto solo los pasos de la *c* a la *f* serán sujetos a esta iteración pues la disposición estructural y las cargas externas se mantienen.
j. Decisión final. Se determina si se ha llegado o no a un diseño óptimo. (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 2-3)

CAPÍTULO II
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, CONDICIONES, CARGAS Y MÉTODOS DE DISEÑO

2.1. INTRODUCCIÓN

Antes del desarrollo cuantitativo de las teorías de estructuras en la mitad del siglo 18 y desde entonces, los constructores confiaban en su intuición sobre el comportamiento estructural. La aparición de métodos modernos de modelado matemático y numérico ha reemplazado en gran medida esta habilidad, con la ayuda de soluciones a los problemas estructurales, generadas por computadora.

El diseño de estructuras, del cual el análisis es una parte integral, frecuentemente se hace usando computadora. Esto sólo puede hacerse efectivamente y con seguridad si los que realizan el diseño entienden completamente conceptos, principios y suposiciones en las que se basan los programas. Es de vital importancia que los ingenieros desarrollen este conocimiento mediante el estudio de las teorías principios y conceptos, es decir equilibrio, teoremas de energía, modelado elástico, elasto-plástico y comportamiento plástico (MCKENZIE, W; 2006; pág. 1). Porque tener un fundamento sólido de análisis permite al ingeniero entender el comportamiento de las estructuras y reconocer cuando un resultado dado por un programa de simulación no tiene sentido.

A continuación se exponen los principios teóricos que serán la base para diseñar la cubierta de la cancha de básquet de la Facultad de Ingeniería Mecánica. Y, permiten entender los resultados obtenidos en los programas de simulación.

2.2. ENFOQUE DEL PROYECTO

Para el diseño, cálculo y simulación de la estructura metálica de la cubierta de la cancha de baloncesto junto a la Facultad de Ingeniería Mecánica se usa como base de diseño el método LRFD del manual del AISC. Para determinar las cargas y las combinaciones de cargas, de este método, se usa la sección 2.3 del estándar. Existen diferentes tipos de arco, sin embargo no todos los arcos son simplemente una parte de un círculo sino que tienen muchas formas distintas y se construyen de maneras diferentes. Hay arcos de un solo centro, de dos, tres, cuatro o más (CEVALLOS, G; 1996). Y presentan las formas que se observan en las figuras 1.14, 1.15 y 1.16.

Usando las especificaciones de la AISC se determina el comportamiento de la estructura bajo el máximo efecto combinado de las cargas y que a la vez es la base de las decisiones a tomarse en la elección de los tipos de perfiles que se van a usar así como del material. Este análisis se hace con la ayuda del programa de análisis estructural SAP2000.

Conociendo las cargas en cada nodo, gracias al análisis anterior, se diseñan las conexiones con la ayuda del programa Solidworks Simulation, utilizando análisis por elementos finitos.

Después, se determina un tipo de estructura que cumpla con las condiciones obtenidas en la etapa de cálculo, se manejan dos alternativas que satisfacen las necesidades expuestas anteriormente.

2.3. DETALLES DEL PREDIO "CANCHA DE INGENIERÍA MECÁNICA"

2.3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La cancha de baloncesto para la que se va a diseñar la cubierta se encuentra ubicada junto a la Facultad de Ingeniería Mecánica de la Escuela Politécnica Nacional, en la ciudad de Quito.

Figura 2.1. Ubicación del predio

2.3.2. DATOS DE LA ZONA

2.3.2.1. Medidas de la cancha de baloncesto

En la figura 2.2(a). y la figura 2.2(b). se muestra el predio de manera general.

Figura 2.2(a). Vista general del predio

Figura 2.2(b). Vista general del predio

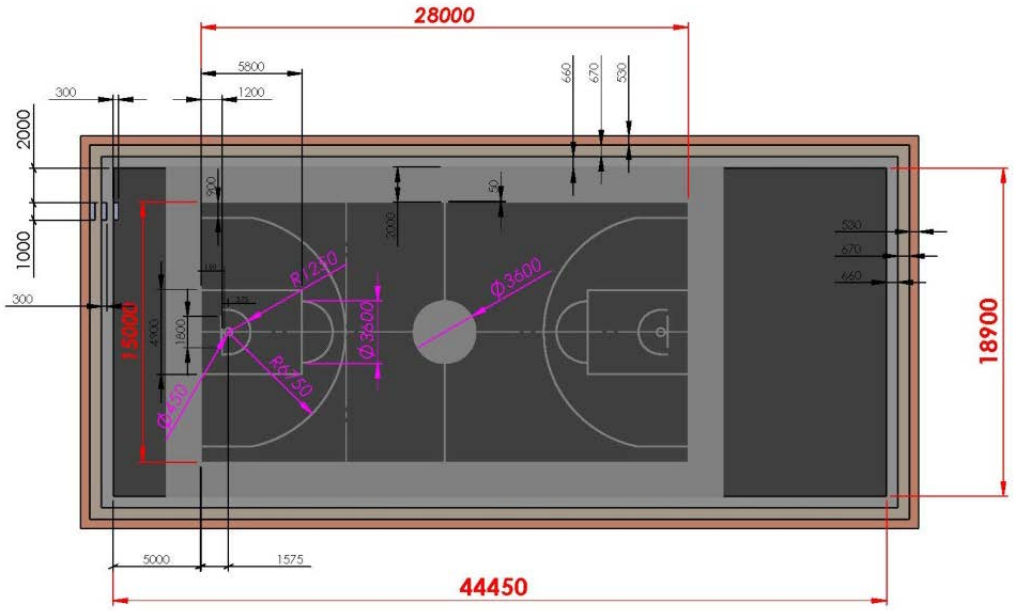


Figura 2.3. Croquis de la cancha de baloncesto

2.3.2.2. Mapa de zonificación sísmica para diseño

El sitio donde se localiza la estructura está en una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona *Z*, de acuerdo el mapa de la Figura 2.4. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta (Figura 2.4). La ciudad de Quito se encuentra en la zona IV, por lo que *Z* tiene un valor de 0.4 (Tabla 2.1). Se debe conocer el valor de *Z* para poder determinar la carga sísmica (CENEC; 2011; capítulo 2-10).

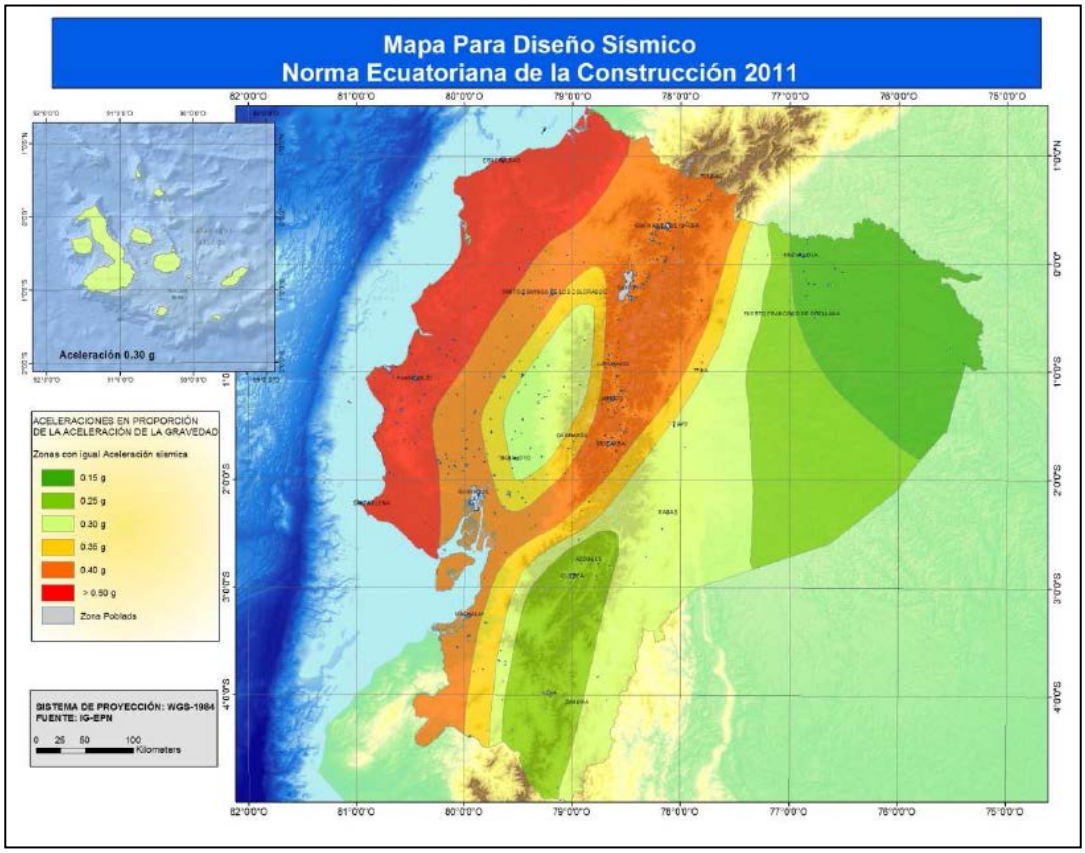


Figura 2.4. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de zona z

Tabla 2.1. 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	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

2.3.2.3. Condiciones generales de viento

Se ha determinado los valores máximos de velocidad del viento, su dirección y los valores promedio de velocidad, recopilando información de los Anuarios Meteorológicos del INAMHI desde el 2001 al 2011. En la Tabla 2.2, se presentan estos valores.

Se observa que la velocidad máxima hallada es de 20 m/s en dirección Este, valor que es el doble de lo que ha ocurrido en otros años (INAMHI; 2001-2011).

La altura de la columna es menor a 10 m, por lo tanto según la norma en áreas fuera de zonas de huracán, se estima la velocidad de viento de acuerdo a los datos climáticos locales (SEI/ASCE 7; 2006; pág. 25)

Tabla 2.2. Velocidades del viento y dirección en Quito

Año	Velocidad máxima del viento (m/s)	Dirección	Velocidad media del viento (m/s)
2001	6	NE	3
2002	10	NW	3
2003	10	SW	2.4
2004	8	S	1
2005	10	SW/NE	3
2006	10	SE/NE	3
2007	20	E	3.53
2008	10	NE	3
2009	10	SE	4
2010	10	E	2.15
2011	8	NE/S/SW	2

La dirección de la carga de viento en el sitio es al este, como se ve en las figuras 2.2a y 2.2b, el predio tiene construcciones al Sur, Norte y Oeste, que evitan la acción directa del viento.

2.4. NORMATIVA GENERAL

Para el diseño se usarán las especificaciones para la construcción en acero de la AISC. Este código presenta dos enfoques diferentes para el diseño estructural: en base a las disposiciones del método de diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) o en base a las disposiciones del método de diseño por Resistencias Admisibles (ASD). Siendo los dos válidos.

El diseño por esfuerzos admisibles ha sido la filosofía principal usada en los últimos 100 años. Durante los últimos 20 años aproximadamente, el diseño estructural ha ido avanzando hacia un procedimiento más racional y un procedimiento de diseño basado en probabilidades, llamado diseño por “estados límite”. Haaijer y Kennedy presentaron el concepto de los estados límite y su uso en el diseño. El diseño por estados límite incluye los métodos comúnmente llamados “diseño por resistencia última”, “diseño por resistencia admisible”, “diseño plástico”, “diseño por factor de carga”, “diseño límite”, y el más reciente “diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)”.

El diseño estructural debe proveer la seguridad adecuada sin importar que filosofía de diseño se use (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 25).

2.4.1. TEORÍA DEL DISEÑO EN BASE A RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

El método tradicional de la AISC ha sido el diseño por esfuerzos admisibles. En el ASD el enfoque esta en las condiciones de las cargas de trabajo (es decir esfuerzos unitarios si se asume una estructura elástica). Este tipo de diseño satisface los requisitos de esta especificación cuando la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo a las combinaciones de carga ASD. El diseño se realizará de acuerdo con la siguiente ecuación (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 5-6):

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega} \qquad [2.1]$$

Donde:

R_a= resistencia requerida (ASD)

R_n= resistencia nominal, según se especifica en los capítulos B a K del Manual de la AISC.

Ω= factor de seguridad, según se especifica en los capítulos B a K del Manual de la AISC.

$\frac{R_n}{\Omega}$= resistencia admisible para estados límite específicos.

Las cargas y combinaciones de cargas serán definidas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación las cargas y combinaciones de cargas, serán las estipuladas en el estándar SEI/ASCE 7-05. Para propósitos de diseño, las cargas nominales serán aquellas estipuladas en la normativa de edificación aplicable.

Tomando de la norma SEI/ASCE 7-05, las combinaciones básicas de cargas para el diseño por resistencia admisible son:

1. *D+F* [2.2]
2. *D+H+F+L+T* [2.3]
3. *D+H+F+(L$_r$ o S o R)* [2.4]
4. *D+H+F+0.75(L+T)+0.75(L$_r$ o S o R)* [2.5]
5. *D+H+F+(W o 0.7E)* [2.6]
6. *D+H+F+0.75(W o0.7E) +0.75L+0.75(L$_r$ o S o R)* [2.7]
7. *0.6D+0.7E+H* [2.8]

Donde,

D = carga muerta

D$_i$ = peso de hielo E = carga sísmica

F = cargas de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

F_a = carga de inundación

H = carga por la presión lateral del suelo, presión de agua subterránea, presión de materiales granulados

L = carga viva

L_r= carga viva de cubierta

R = carga de lluvia

S = carga de nieve

T = cargas por efectos acumulados por variación de la temperatura, encogimientos y esfuerzos o momentos secundarios.

W = carga de viento

W_i = cargas de hielo atmosférico

Hay que notar que D, L, W, S, T, etc. son cargas en el sentido general, que incluyen momentos flectores, cortante, fuerzas axiales y momentos de torsión (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 28). Cada estado límite relevante debe ser investigado. Los efectos más negativos, provocados por las combinaciones de cargas arriba expuestas, deben ser investigados. El enfoque del diseño por resistencia admisible es evitar la falla a través de la disminución de las cargas permisibles, aplicando factores de seguridad, para obtener la capacidad de trabajo permisible y compararla con la carga requerida.

2.4.2. TEORÍA DE DISEÑO EN BASE A LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

En los últimos 20 años el diseño por estados límite ha ganado espacio desde que la AISC adoptó el diseño en base a los factores de carga y resistencia en 1986.

El diseño de acuerdo a las disposiciones de Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) satisface los requisitos esta especificación cuando

la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad [2.9]$$

Donde:

R_u= resistencia requerida (LRFD)

R_n= resistencia nominal, según se especifica en los capítulos B a K del Manual de la AISC.

ϕ= factor de resistencia, según se especifica en los capítulos B a K del Manual de la AISC.

ϕR_n= resistencia de diseño para estados límite específico.

Las cargas y combinaciones de cargas serán definidas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación las cargas y combinaciones de cargas, serán las estipuladas en el estándar SEI/ASCE 7-05. Para propósitos de diseño, las cargas nominales serán aquellas estipuladas en la normativa de edificación aplicable

Tomando de la norma AISCE 7, las combinaciones básicas de cargas para el diseño por los factores de carga y resistencia son:

1. *1.4(D+F)* [2.10]
2. *1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r o S o R)* [2.11]
3. *1.2D+1.6(L_r o S o R)+(L o 0.8W)* [2.12]
4. *1.2D+1.6W+L+0.5(L_r ó S ó R)* [2.13]
5. *1.2D+1.0E+L+0.2S* [2.14]
6. *0.9D+1.6W+1.6H* [2.15]
7. *0.9D+1.0E+1.6H* [2.16]

Los efectos más desfavorables de las combinaciones de cargas deben ser investigados. Con el diseño por factores de carga y resistencia, el enfoque para evitar la falla de la estructura es aumentando las cargas requeridas a través de la aplicación de factores de carga para conseguir la carga requerida de resistencia última y compararla con la capacidad de resistencia última del material (AISC; 2005; pág. 2-7).

2.5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.5.1. CARGAS DE DISEÑO

El objetivo de un ingeniero estructural es diseñar una estructura que sea capaz de soportar todas las cargas a las que será sometida, mientras cumpla su propósito durante su vida útil. En el diseño de la estructura, un ingeniero debe, por lo tanto, considerar todas las cargas que pueden ser esperadas en la vida útil planeada. Pero, la determinación de las cargas será una estimación, en el mejor de los casos. Porque, así las cargas sean bien conocidas en un punto de la estructura, la distribución de la carga de elemento a elemento a través de la estructura necesita suposiciones y aproximaciones.

Las cargas que actúan en las estructuras pueden agruparse en tres clases: Cargas muertas debidas al peso del sistema estructural y cualquier otro material permanentemente adherido a esta; Cargas vivas, que son pesos móviles o trasladables debidos al uso de la estructura; Cargas ambientales, que son causadas por la naturaleza, como el viento, nieve y sismos (KASSIMALI, A; 2010; pág.14).

Las cargas y combinaciones de cargas para las que las estructuras serán diseñadas se mencionan en el apartado 2.4.

2.5.1.1. Carga muerta

El peso de la estructura es considerado carga muerta, así como todos los acoplamientos a la estructura como tubos, cables eléctricos, aire acondicionado y ductos de calentamiento, accesorios de iluminación, cubierta y techo falso;

esto es, todos los objetos que permanecerán durante la vida útil de la estructura.

Las cargas muertas usualmente se conocen con bastante precisión, pero no hasta que el diseño este completo. El peso de la estructura o elementos estructurales debe ser estimado, se debe seleccionar una sección preliminar y con esto recalcular el peso de la estructura (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 4).

Para la cubierta de la cancha de baloncesto se usan los aceros ASTM A-36, ASTM A500 Gr.B y ASTM A53 para la estructura. La densidad del acero es ρ=7850 $\frac{kg}{m^3}$, con esto se calcula el peso y la carga muerta. Si se construye una estructura con distintos materiales se puede usar, la tabla de pesos unitarios de la NEC, que detalla los pesos de los diferentes materiales de construcción, o las tablas de los fabricantes.

2.5.1.2. Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas de magnitud y/o posición variables, causadas por el uso de la estructura. Algunas veces, el término cargas vivas se usa para referirse a todas las cargas en la estructura que no son cargas muertas, incluyendo cargas ambientales, como las de nieve o viento. Sin embargo, como la probabilidad de ocurrencia para cargas ambientales es diferente de las causadas por el uso de la estructura, los códigos actuales usan el término cargas vivas refiriéndose únicamente a las cargas variables causadas por el uso de la estructura.

Las magnitudes de diseño para cargas vivas se especifican normalmente en los códigos de la construcción. La posición de una carga viva puede cambiar, entonces cada miembro de la estructura debe ser diseñado para la posición de la carga que causa el máximo esfuerzo en ese miembro. Diferentes miembros de una estructura pueden alcanzar los niveles máximos de esfuerzo en diferentes posiciones de la carga (KASSIMALI, A; 2010; pág. 21).

Según la ASCE/SEI 7-05, la carga viva recomendada para una cubierta se específica en la siguiente tabla (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 13).

Tabla 2.3. Carga viva para una cubierta

Ocupación o uso	Carga uniforme (kN/m^2)	Carga concentrada (kN)
Cubierta plana, inclinada y curva	0.96	8.90

Pero, la norma recomienda para cubiertas especiales usar la normativa local que tenga jurisdicción. Para el caso del Ecuador la NEC recomienda una carga de 70 kgf/m^2, además indica que en la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir las caídas de granizo o ceniza (CENEC; 2011; capítulo 1-9).

2.5.1.3. Carga de viento

Las cargas de viento son producidas por el flujo de viento alrededor de una estructura. Las magnitudes de las cargas de viento que pueden actuar sobre una estructura dependen de la localización geográfica de la estructura, obstáculos a sus alrededores, como edificios cercanos, la geometría y las características vibratorias de la estructura misma. La base para hallar la presión dinámica *q* inducida en una superficie plana perpendicular al flujo de viento, se puede obtener usando el principio de Bernoulli:

$$q = \frac{1}{2}\rho V^2 \qquad [2.17]$$

Donde ρ es la densidad del aire y V la velocidad del viento.

La velocidad del viento que debe ser usada en la determinación de las cargas de diseño de la estructura depende de su localización geográfica y de los datos meteorológicos de la región (ver apartado 2.3.2.3). Las normas ASCE/SEI 7-05, usando el método analítico de análisis, modifican la ecuación [2.17] para que tome en cuenta las variaciones en la velocidad del viento con la altura y los alrededores, en los que la estructura está localizada, y para que tome en cuenta las consecuencias del colapso de las estructuras. Se obtiene la ecuación [2.18].

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad [2.18]$$

En donde, q_z es la presión de la velocidad a la altura *z* en N/m^2; *V* es la velocidad en m/s; *I* es el factor de importancia; K_z es el coeficiente de exposición de la presión de la velocidad; K_{zt} es el coeficiente de topografía, y K_d es el coeficiente de direccionalidad del viento (KASSIMALI, A; 2010; pág. 21). El factor de importancia *I* toma en cuenta el peligro para la vida humana y los daños que se producirían en caso de que falle la estructura. Los valores de *I* usados para estimar cargas de viento se presentan en la tabla 2.4, la estructura que se diseñará en este trabajo está en la categoría III (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 77).

El coeficiente K_z, se puede hallar con la ecuación [2.19]:

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{z_g}\right)^{\frac{2}{\propto}} \quad [2.19]$$

Para 15 ft (4.572 m) < *z* < z_g (ASCE/ SEI 7; 2006; pág. 79). En donde *z* es la altura sobre el piso en pies (o metros); z_g es la altura nominal de frontera atmosférica en pies (o metros); y α exponente de fuerza de ráfaga de 3s. Las constantes z_g y $\propto$ dependen de las obstrucciones alrededor de la estructura, ver tabla 2.5 (ASCE/SEI 7-05; 2006; pág. 26 y pág. 78).

El coeficiente K_{zt}, toma en cuenta los efectos en el aumento de la velocidad del viento debido a cambios abruptos de topografía, como elevaciones aisladas o acantilados escarpados. Para edificaciones localizadas en una de estas elevaciones, K_{zt} debe ser determinado según el procedimiento especificado en las normas ASCE/SEI 7-05. Para otras estructuras K_{zt}=1.

El coeficiente de direccionalidad del viento K_d toma en cuenta la posibilidad reducida que la máxima carga de viento venga de la dirección más desfavorable para la estructura. Se usa cuando las cargas de viento se aplican en combinación con otro tipo de cargas (como carga muerta, cargas vivas, etc.). Para estructuras sometidas a combinaciones de cargas, ver los valores en la tabla 2.6. Para estructuras únicamente sometidas a cargas de viento, K_d=1(ASCE/SEI 7; 2006; pág. 80).

Tabla 2.4. Factor de Importancia

Uso de la estructura	Categoría	Carga de viento
Edificios que representan bajo riesgo para la vida humana, en caso de colapso, como instalaciones agrícolas y de almacenamiento	I	0.87 para $V \leq 160.93\ \frac{km}{h}$ 0.77para $V > 160.93\ \frac{km}{h}$
Todas las edificaciones que no están en las categorías I, III o IV	II	1
Edificaciones que representan un peligro importante para la vida humana en caso de fallar, como: donde más de 300 personas se reúnen en un área; guardería con capacidad para más de 150; escuelas con capacidad mayor a 250; colegios con capacita mayor a 500; hospitales sin sala de emergencias o quirófanos, pero con capacidad para más de 50 pacientes; cárceles; edificios que pueden generar grandes pérdidas económicas o interrupciones en la vida de civiles como, centrales de generación eléctrica y de servicios básicos; y edificaciones que contienen productos peligrosos y explosivos	III	1.15
Instalaciones imprescindibles, incluyendo hospitales, estaciones de policía y bomberos, instalaciones de defensa y refugios de emergencia, centros de comunicación, centrales de generación eléctrica y servicios básicos necesarios en una emergencia.	IV	1.15

Tabla 2.5. Categorías de exposición a la carga de viento para edificaciones

Exposición	Categoría	Z_g ft(m)	α
Áreas urbanas y suburbanas con obstrucciones cercanas de tamaño de casas familiares o más grandes. Este terreno debe tener esta característica en contra del viento por lo menos por 2600 ft (792m) o 20 veces la altura de la edificación, el que sea mayor	B	1200(365.76)	7
Todas las edificaciones que no estén en las categorías B o D	C	900(274.32)	9.5
Áreas planas y superficies de agua fuera de zonas propensas a huracanes. Este terreno debe tener esta característica en contra del viento por lo menos por 5000 ft (1524m) o 20 veces la altura de la edificación, el que sea mayor	D	700(213.36)	11.5

Tabla 2.6. Factor de direccionalidad del viento

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad K_d
Edificios, sistemas principales resistentes a las fuerzas de viento componentes y revestimiento	0.85
Techos en arco	0.85

Las presiones externas del viento que deben ser usadas para el diseño del entramado estructural son para paredes en barlovento la ecuación [2.20] y para paredes en sotavento, paredes laterales y techo la ecuación [2.21].

$$p_z = q_z G C_p \quad [2.20]$$

$$p_h = q_h G C_p \quad [2.21]$$

En donde *h* es la altura media sobre el piso; q_h la presión de la velocidad a la altura *h*; p_z presión de diseño del viento a la altura *z*; *G* es el factor de ráfaga; y C_p coeficiente de presión externa en sotavento o barlovento.

El factor de ráfaga, *G*, es usado para considera el efecto de la turbulencia en la estructura. Para una estructura rígida, *G*= 0.85. Para estructuras flexibles el valor de *G* debe calcularse usando la fórmula dada en la ASCE/SEI 7-05.

Los valores del coeficiente de presión externa, C_p, se obtienen de la tabla A1.1. del ANEXO 1 para techos triangulares y de la tabla 2.7 para techos en arco. En la figura 2.5 se puede ver como la presión del viento varía en barlovento, pero es uniforme en sotavento y en las paredes laterales. Las presiones positivas actúan hacia las superficies y las presiones negativas se alejan de la superficie (efecto de succión) (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 51).

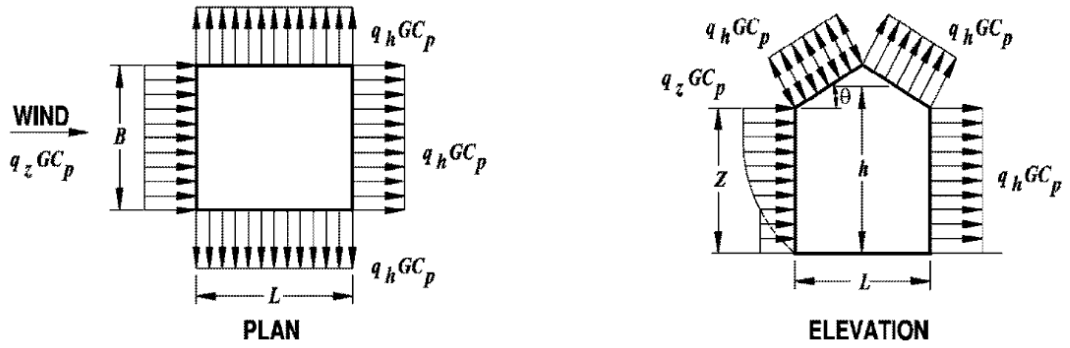


Figura 2.5. Acción del viento

Una vez que las presiones externas se han establecido, se combinan con las presiones internas para obtener la presión de viento de diseño (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 48)

Se determina el coeficiente de presión interna, GC_{pi} a partir de la tabla 2.8 (ASCE/SEI; 2006; pág. 47). Una vez obtenido este valor se usa la ecuación [2.22] para calcular las presiones de viento en el sistema principal resistente a las cargas de viento en edificios rígidos, usando la tabla A1.1 del anexo 1.

Tabla 2.7. Coeficiente de presión externa para techos en arco.

Condiciones	**Relación altura-longitud, r**	C_p		
		Primer cuarto a barlovento	**Parte central**	**Último cuarto a sotavento**
Techo en estructura elevada	$0 < r < 0.2$	*-0.9*	*-0.7*-r	*-0.5*
	$0.2 \leq r \leq 0.3$*	*1.5r-0.3*	*-0.7-r*	*-0.5*
	$0.3 \leq r \leq 0.6$	*2.75r-0.7*	-0.7-r	*-0.5*
Techo que nace desde el nivel del piso	$0 < r \leq 0.6$	*1.4r*	*-0.7-r*	-0.5

*Cuando la relación altura - longitud es $0.2 \leq r \leq 0.3$, un coeficiente alternativo dado por 6r-2.1 puede ser usado para el primer cuarto a barlovento.

$$p = q \times C_p - q_i \times GC_{pi} \quad [2.22]$$

Donde $q = q_z$ para paredes de barlovento, a la altura z; $q = q_h$ para paredes de sotavento evaluadas a la altura z; $q_i = q_h$ para paredes en barlovento y en sotavento, paredes laterales y techo de edificios parcialmente cerrados, y presiones negativas evaluadas en edificios parcialmente cerrados; $q_i = q_z$ para presiones positivas evaluadas en edificios parcialmente cerrados.

Tabla 2.8. Coeficiente de presión interna

Clasificación del caso de tipo de obstrucción	GC_{pi}
Edificios sin obstrucciones (libres)	0.00
Parcialmente obstruidos	+0.55 -0.55
Totalmente obstruidos	+0.18 -0.18

2.5.1.4. Carga de sismo

Un sismo consiste en movimientos horizontales y verticales del suelo, normalmente la dirección vertical tiene una magnitud muy pequeña. Como el movimiento horizontal del suelo causa el efecto más significativo, se lo considera como carga de sismo. Cuando el suelo que está bajo un objeto (estructura) que tiene masa, se mueve, la inercia de la masa tiende a resistir el movimiento, como se muestra en la figura 2.6. Una fuerza de corte se crea entre el suelo y la masa.

Tradicionalmente, se ha usado el procedimiento para obtener la fuerza cortante equivalente en la base para simplificar el proceso de diseño. Según la ASCE/SEI 7-05, para obtener esta fuerza, se puede calcular con la ecuación [2.23].

$$V=C_s W_r \qquad [2.23]$$

Donde, V es la fuerza lateral total o cortante en la base, C_s Coeficiente de respuesta sísmica, W es la carga reactiva del edificio y es igual a la carga muerta de la estructura más un 25% de la carga viva de piso (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 11-12). El coeficiente de respuesta sísmica, C_s, se determina con la ecuación [2.24]:

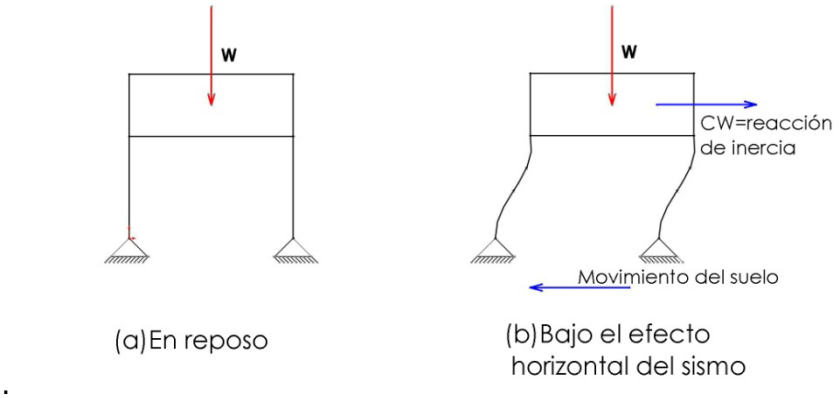


Figura 2.6. Fuerza creada por el sismo

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} \quad [2.24]$$

Donde, S_{DS} es la aceleración espectral de diseño, *R* es el factor de reducción de respuesta espectral tiene un valor de 8 para pórticos que resisten momento (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 120). *I* es el factor de importancia de la estructura ver Tabla 2.9 (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 116).

Tabla 2.9. Factor de Importancia

Categoría	Factor de Importancia
I o II	1.0
III	1.25
IV	1.5

La estructura de este proyecto se clasifica en la categoría III, como se ve en el apartado 2.5.1.3.

Para calcular S_{DS} es necesario describir el tipo de suelo en el que se va a construir los plintos. Según el estudio realizado por Francisco Lastra y Bolívar Lastra, en su proyecto de titulación, el suelo de la Escuela Politécnica Nacional está compuesto por varias capas de arena, arcilla y cangagua con una capa de roca a 70 m de profundidad. Por lo tanto según la ASCE/SEI 7-05, el suelo tiene las características que se exponen en la tabla 2.10 (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 205).

Tabla 2.10. Características del sitio

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$
E (Suelo de arcilla suave)	$< 180\ m/s$	< 15	$< 50\ kPa$

Con, $\bar{v}_s$ es la velocidad media de la onda de cortante, en m/s, y se calcula usando la ecuación [2.25].

$$\overline{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{v_{si}}} \quad [2.25]$$

Donde, v_{si} es la velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato *i*, en m/s, d_i es el espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil, se calcula de la siguiente maner:

$$\sum_{i=1}^{n} di = 30m$$

Con, $\overline{N}$ el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar y $\overline{N}_{ch}$ número de golpes del ensayo de penetración estándar para suelos no cohesivos, se determinan con las ecuaciones [2.26] y [2.27].

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{N_i}} \quad [2.26]$$

Con, N_i y d_i para suelos no cohesivos, suelos cohesivos y estratos de roca.

$$\overline{N}_{ch} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{N_i}} \quad [2.27]$$

Con, N_i y d_i para suelos no cohesivos únicamente.

Donde, N_i es el número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar, (norma ASTM D 1586), correspondiente al estrato ***i***. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 328 golpes/m.

Y, S_u la resistencia al corte no drenado, se calcula con la ecuación [2.28].

$$\overline{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{di}{S_{ui}}} \quad [2.28]$$

Donde, d_c es la suma de los espesores de los *k* estratos de suelos cohesivos de los 30 m superiores del perfil, S_{ui} es la resistencia al corte no drenado en

kPa del estrato *i*, no debe exceder 250 kPa. Se mide cumpliendo la norma ASTM D2166 o la norma ASTM D2850 (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 206).

Determinado el tipo de suelo, Tipo E según la ASCE/SEI 7-05, se calcula S_{DS} usando la ecuación [2.29].

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad [2.29]$$

Donde, S_{MS} es la aceleración sísmica espectral de diseño en períodos cortos. Donde,

$$S_{MS} = F_a S_S \quad [2.30]$$

Donde, S_S es la máxima aceleración espectral en períodos cortos de tiempo, *Fa* Factor de sitio y es igual a 1.4 para suelos no rocosos (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 141).

2.6. CÁLCULO DE LA ARMADURA

Para el cálculo de la estructura se usa SAP2000, que es un programa de análisis y diseño estructural por elementos finitos. Ofrece una interfaz intuitiva y poderosa con muchas herramientas que ayudan a la rápida y precisa construcción de modelos, junto a sofisticadas técnicas analíticas necesarias para proyectos complejos. Los resultados para el análisis y diseño se muestran en un reporte general, dando información que sea fácil de interpretar y que permite comprender con claridad el comportamiento de toda la estructura física.

El primer paso es dibujar la estructura física. Para esto se usan las diferentes herramientas de dibujo que ofrece el programa.

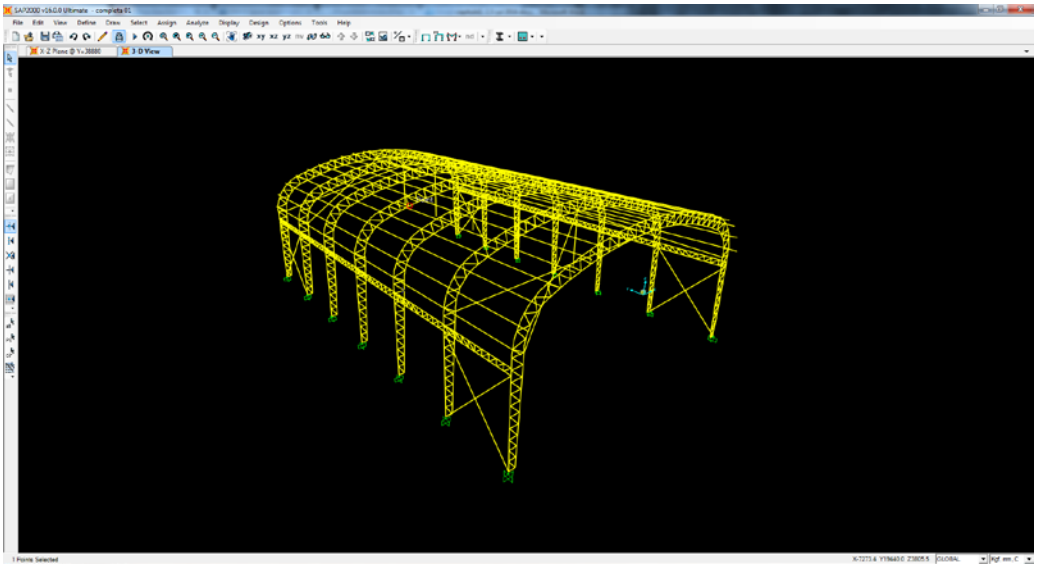


Figura 2.7. Estructura de la cubierta

El siguiente paso es asignar el tipo de material y el perfil estructural que se van a usar en el modelo. En el caso de este proyecto es un perfil tubular (SALMON, G; JOHNSON, J; 1996; pág. 14).

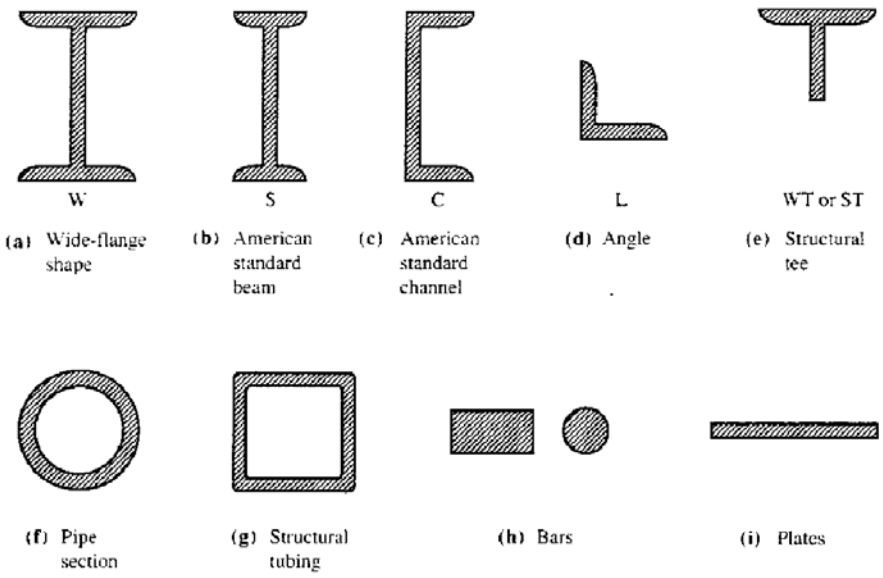


Figura 2.8. Perfiles estructurales básicos

Después hay que asignar los apoyos de la estructura. Existen varios tipos de apoyos y por su nombre permiten describir a la viga que sostienen.

El soporte de pasador impide la traslación en el extremo de una viga, pero no su rotación. Por lo tanto, en este apoyo se generan reacciones con

componentes horizontal y vertical (R_h y R_v), ver Figura 2.8. Un ejemplo de una aplicación real de un soporte de pasador, es una conexión viga a columna empernada este impide la traslación en el extremo de la viga pero no su rotación.

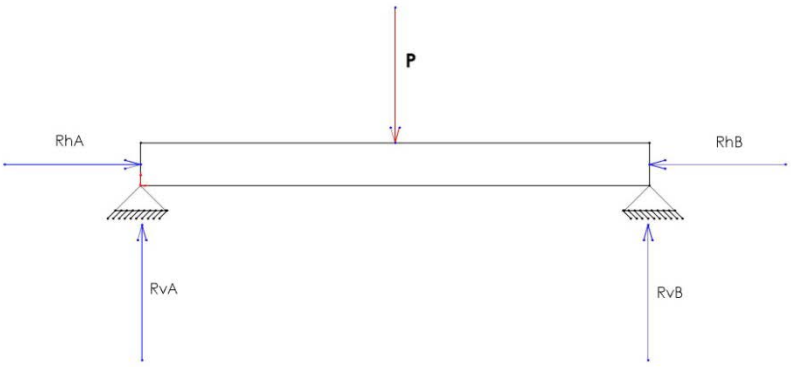


Figura 2.9. Símbolo convencional del soporte de pasador

El soporte de rodillo impide la traslación en dirección vertical (R_v) pero no en la horizontal, por lo tanto en este apoyo se puede generar únicamente una reacción vertical. La viga puede girar libremente, no se genera momento flector.

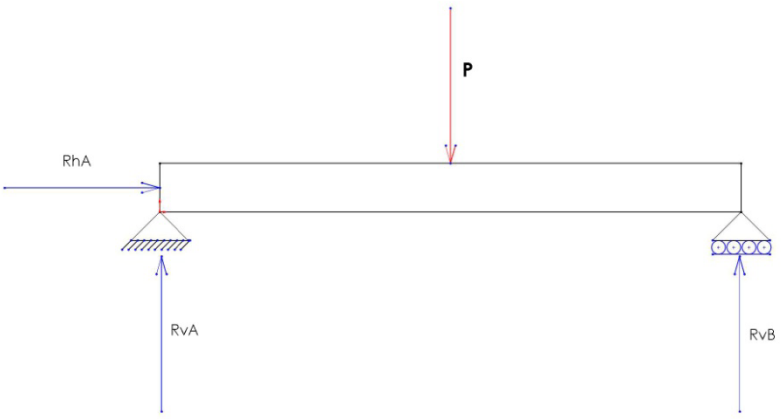


Figura 2.10. Símbolo convencional del soporte de rodillo

Un ejemplo real de un soporte de rodillo es una conexión de viga a columna por medio de pernos de anclaje, donde el agujero de la placa base es un agujero ovalado (ojo chino).

El soporte fijo (o empotramiento) no puede trasladarse ni girar, por lo tanto se generan una reacción con componente horizontal (R_h y vertical (R_v) y un momento.

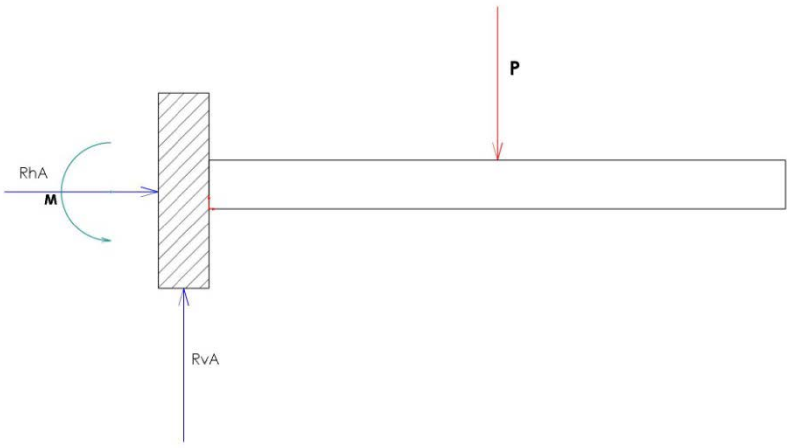


Figura 2.11. Símbolo convencional del soporte fijo

Un ejemplo real de un soporte fijo es un poste con placa base anclada por medio de pernos estructurales (GERE,J; 2006; pág. 265-266).

A continuación se asignan las cargas a las que la estructura está sometida, que se han determinado en los apartados anteriores (apartados 2.1 a 2.5).

Finalmente se realiza el análisis, se establecen diferentes casos según las combinaciones de cargas establecidas en las normas. Se determinan los efectos de cada una y se establece cual es la que tiene los efectos más desfavorables.

Con los resultados de la simulación, se determinan las condiciones en los apoyos (reacciones), y el comportamiento de la estructura. Si es necesario se hace un rediseño que cumpla con las condiciones requeridas.

2.7. DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCIÓN

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.

Para fluencia en tracción en la sección bruta, con $\phi_t = 0.90$ para LRFD:

$$P_n = F_y A_g \quad [2.31]$$

Para fractura en tracción en la sección neta, con $\phi_t = 0.75$ para LRFD:

$$P_n = F_u A_e \quad [2.32]$$

Donde, A_e es el área neta efectiva en mm^2, A_g es el área bruta del miembro en mm^2, F_y la resistencia a la fluencia del acero utilizado, F_u la resistencia última del acero utilizado (AISC; 2005; pág. 16-83).

Para dimensionar los elementos de la celosía se debe considerar, que los componentes individuales de miembros en compresión compuestos de dos más secciones deben ser conectados uno al otro a intervalos, *a*, de manera que la esbeltez efectiva $\frac{Ka}{r_i}$ de cada sección componente no debe exceder ¾ por la razón de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. El radio de giro menor, r_i, debe ser usado en el cálculo de la razón de esbeltez de cada parte componente.

Enlaces mediante barras planas, ángulos, canales u otro perfil, deben dar resistencia al corte normal al eje del miembro igual al 2% de la resistencia a compresión disponible del miembro. La razón L/r no debe exceder 140. Se recomiendo que la inclinación de barras de enlace al eje del miembro debe preferiblemente no ser inferior a 60° para enlaces simples y 45° para enlaces dobles (AISC; 2005; pág. 16-95).

2.8. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho y profundidad, y están sujetos a cargas de compresión. Hay tres casos en los que las columnas cargadas axialmente pueden fallar. Estos son: pandeo flexionante, pandeo torsionante y pandeo local.

El pandeo flexionante es el tipo primario de pandeo que se usa para el diseño de las columnas. Los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.

El pandeo torsionante puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en sus sección transversal. .Esas columnas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

El pandeo local ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. La susceptibilidad de una columna al pandeo local se mide por las relaciones ancho a espesor de las partes de su sección transversal.

La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez, que es la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo. Pero también es influenciada por los tipos de conexiones en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales de la columna, esfuerzos residuales de fabricación, etcétera. Es ideal que una columna no tenga defectos.

La máxima desviación permitida, descrito en el Manual LRFD, es L/1000 donde L es la distancia entre puntos soportados lateralmente. Según la norma se usarán valores promedio de L/1500 al desarrollar las fórmulas de columnas LRFD.

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea decrece conforme la columna se hace más larga. Después de alcanzar una longitud crítica, ese esfuerzo se

reduce hasta un valor mucho menor que el límite proporcional del acero. Para longitudes mayores el esfuerzo de pandeo es elástico. Para que una columna se pandee elásticamente, debe ser larga y esbelta. La carga de pandeo elástico P puede calcularse con la fórmula de Euler, ver ecuación [2.33].

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \qquad [2.33]$$

Donde, I es el momento de inercia de la columna, L la longitud de la columna y E es el módulo de elasticidad del acero. El valor *n* define el modo de pandeo. El primer modo fundamental de pandeo, ocurre cuando *n = 1*, este modo es de fundamental, representa la carga para la cual la columna se pandea por primera vez. Esta carga es la carga crítica de Euler, reemplazando en [2.33].

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \qquad [2.33]$$

El radio de giro se calcula con la ecuación [2.34].

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad [2.34]$$

Entonces,

$$I = Ar^2 \qquad [2.35]$$

Sustituyendo este valor en la ecuación [2.33], se obtiene el esfuerzo crítico o de pandeo de Euler. Se lo llama F_e en el manual del LRFD:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\left(L/r\right)^2} \qquad [2.36]$$

Los resultados que se obtienen son bastante parecidos con los obtenidos con pruebas de columnas esbeltas, con extremos articulados y cargadas axialmente. Pero, en la realidad no se van a encontrar columnas ideales de este tipo. Para los casos reales, se usan valores corregidos para la longitud, obteniendo resultados más reales. Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas, el valor de *L* se tomará como la distancia entre

puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la longitud efectiva de la columna.

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es un concepto importante. Las columnas con pocas restricciones pueden soportar mucho menos peso que las que tienen muchas restricciones.

En las especificaciones, la longitud efectiva de una columna se denomina *KL* en donde *K* es el factor de longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral que tiene la columna. Se puede decir que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga.

El factor *K* se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico, ver tabla 2.11.

Con los valores de la tabla anterior se pueden realizar diseños preliminares o aproximados. Para obtener resultados más exactos se usan nomogramas y deben usarse siempre para los diseños finales de las columnas (AISC; 2005; pág. 16-310).

Las especificaciones del AISC para LRFD proporcionan la fórmula de Euler para columnas largas con pandeo elástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico, F_{cr} para un elemento a compresión. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

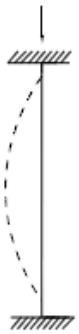
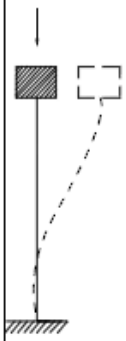
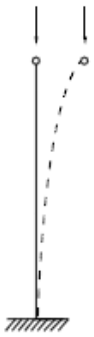
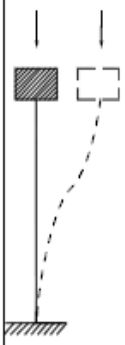
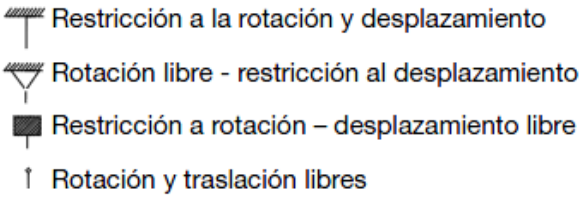
$$P_n = A_g F_{cr} \qquad [2.37]$$

$$P_u = \varphi_c A_g F_{cr} \qquad [2.38]$$

Con $\varphi_c = 0.85$ y donde A_g es el área de la sección transversal, P_n la resistencia nominal del elemento. Se tiene, en la ecuación [2.39], que F_{cr} para pandeo inelástico, con $\lambda_c \leq 1.5$:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) \qquad [2.39]$$

Tabla 2.11. Longitudes efectivas de las columnas

La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de *K*	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	 Restricción a la rotación y desplazamiento Rotación libre - restricción al desplazamiento Restricción a rotación – desplazamiento libre Rotación y traslación libres					

Se tiene, en la ecuación [2.40], que F_{cr} para pandeo elástico, se tiene la ecuación de Euler, con $\lambda_c > 1.5$.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y \qquad [2.40]$$

Donde, F_y es el límite de fluencia del acero, para columnas compuestas con elementos de doble simetría, $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ (MCORMAC; 2002; pág. 147). El valor de F_e, la tensión crítica de pandeo elástico se calcula en la ecuación [2.41].

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad [2.41]$$

Donde, $\frac{KL}{r}$ es la esbeltez de columna, E es el módulo de elasticidad del acero (AISC; 2005; pág. 16-89).

Para columnas armadas la esbeltez modificada de la columna se calcula en la ecuación [2.42].

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82\frac{\alpha}{(1+\alpha^2)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad [2.42]$$

Donde, $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ es la esbeltez modificada de columna para el miembro armado, $\left(\frac{KL}{r}\right)_0$ es la esbeltez de columna de miembro armado actuando como unidad en la dirección de pandeo considerado, a es la distancia entre conectores, r_{ib} radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro en mm, $\alpha = \frac{h}{2r_{ib}}$ es la razón de separación, h distancia entre centroides de los componentes individuales medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro en mm (AISC; 2005; pág. 16-93).

2.9. DISEÑO DE VIGAS

2.9.1. TEORÍA GENERAL

Una viga está definida como un miembro que se usa generalmente en posición horizontal sometido a cargas transversales, normalmente la carga muerta y la carga viva. Esta sección se aplica a miembros de sección tubular cirular que posean una razón D/t menor que $\frac{0.45\,E}{F_y}$ (AISC; 2005; pág. 16-113).

La resistencia de diseño en flexión, $\Phi_b M_n$ debe ser determinada, con $\Phi_b = 0.90$ para LRFD.

Para perfiles tubulares circulares, que son los que se usan en el diseño de este proyecto, la resistencia de flexión nominal, M_n, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (M_p momento plástico) y pandeo local.

Para los estados límite de fluencia se obtiene la ecuación [2.43].

$$M_n = M_p = F_y Z \quad [2.43]$$

Donde, M_n es la resistencia de flexión nominal, M_p es el momento plástico, F_y el límite de fluencia del acero, Z es el módulo de sección plástico en torno al eje de flexión, en mm^3.

Para el pandeo local, hay tres condiciones: para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local, para secciones no compactas ver la ecuación [2.44].

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D_0}{t}} + F_y \right) S \quad [2.44]$$

Donde, Do el diámetro del tubo, t el espesor del tubo y S es el módulo de sección elástico, en mm^3. Para secciones con paredes esbeltas, ver la ecuación [2.45] (AISC; 2005; pág. 16-347).

$$M_n = F_{cr}\, S \quad [2.45]$$

Donde,

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\frac{D_0}{t}} \quad [2.46]$$

2.9.2. DISEÑO DE LAS CORREAS

El análisis Estructural de las correas, consiste en encontrar los efectos de las cargas, tanto de la Fuerza Cortante (*V*) y Momento Flector (*M*), los mismos que dependen de la geometría de la correa (forma y tamaño generales), de los tipos y localización de los apoyos y de los tipos y localización de las cargas actuantes. Se obtienen funciones que representan las variaciones de las magnitudes (a lo largo del elemento) de Fuerza Cortante y de Momento Flector.

Los esfuerzos variables producidos en los diferentes planos transversales de la correa a causa de la Fuerza Cortante (*V*) y el Momento Flector (*M*), deben ser resistidos por el material que conforma la correa.

Las reacciones, así como los diagramas de *V* y *M* presentan simetrías, es decir, las reacciones verticales son idénticas en A y en B (ya que los apoyos reaccionan de igual manera, es decir, absorbiendo cargas verticales), en el diagrama de *V* se verifica una simetría central respecto de un punto en el centro de la luz de la viga, y en el de *M* una simetría respecto de un eje vertical por el centro de la luz de la viga.

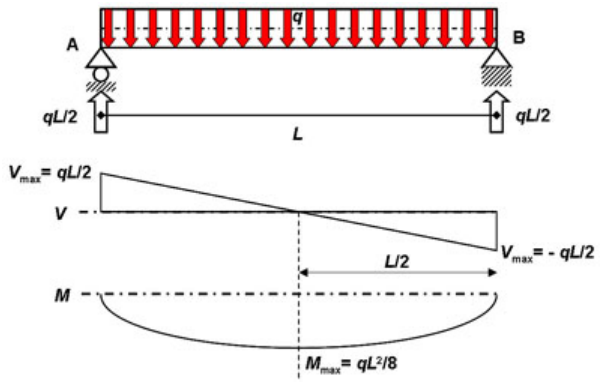


Figura 2.12. Viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida**.**

Las funciones de *V* y *M* son, respectivamente, lineal (de primer grado) y cuadrática (de segundo grado). Dichas funciones tienen la forma:

$$V(x)= q(L/2)- qx \text{ (Fuerza Cortante)} \quad [2.47]$$

$$M(x) = q(Lx/2) - q(x^2/2) \text{ (Momento Flector)} \quad [2.48]$$

Es importante hacer notar que la *V* tiene dos máximos absolutos: en A y en B, mientras que el *M* sólo tiene un máximo en el centro de la luz.

2.10. DISEÑO DE CONEXIONES

2.10.1. BASES DE DISEÑO

La resistencia de diseño, ΦR_n debe ser determinada con las disposiciones de las especificaciones y comentarios del AISC.

La resistencia requerida de las conexiones debe ser determinada mediante análisis estructural para las cargas de diseño especificadas, consistente con el tipo de construcción especificada, o bien una proporción de la resistencia requerida del miembro conectado cuando así se especifica.

2.10.2. CONEXIONES SIMPLES

Las conexiones simples de vigas o enrejados deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles de vigas simples deben ser capaces de soportar las rotaciones de esas vigas en sus extremos. Se permite que la conexión desarrolle algo de deformación inelástica, pero auto-limitante, para acomodar las rotaciones de una viga simple en sus extremos.

2.10.3. CONEXIONES DE MOMENTO

Las conexiones de momento en los extremos empotrados de vigas y enrejados deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones. El criterio de respuesta para las conexiones de momento es especificado en el manual LRFD

2.10.4. MIEMBROS EN COMPRESIÓN Y JUNTAS DE APLASTAMIENTO

Los miembros en compresión con placas de aplastamiento deben cumplir los siguientes requerimientos:

Cuando las columnas se apoyan sobre placas de aplastamiento o se interrumpen para apoyarse sobre empalmes, debe haber suficientes conectores para sujetar en forma segura, todas las partes en su lugar.

Cuando los miembros en compresión que no sean columnas se interrumpen para ser empalmados, el material de empalme y sus conectores deben ser distribuidos para mantener alineadas todas las partes y se dimensionará para las condiciones indicadas más adelante. Se permite usar el menor valor dado por las siguientes condiciones: Una tracción axial de 50% de la resistencia de compresión requerida del miembro; o el momento y corte resultantes de una

carga transversal al 2% de la resistencia requerida del miembro en compresión. La carga transversal deber ser aplicada en la ubicación del empalme independientemente de otras cargas que actúan en el miembro. El miembro deber considerarse como rotulado para la determinación de los cortes y momentos en el empalme.

2.10.5. EMPALMES EN SECCIONES PESADAS

Los empalmes en secciones pesadas se usan cuando se deben transmitir fuerzas de tracción originadas por cargas de tracción o flexión a través de empalmes en secciones pesadas, por soldaduras de bisel de penetración completa (CJP), deben aplicarse los requisitos de tenacidad del material, los detalles de perforaciones de acceso a soldaduras y los requisitos de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete. Las disposiciones anteriores no se aplican a empalmes de elementos de perfiles armados que son soldados, previo al armado del perfil.

2.10.6. UBICACIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS

Los grupos de soldaduras y pernos en los extremos de cualquier miembro que transmite carga axial deber ser dimensionados de manera tal que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro, a no ser que se considere su excentricidad en el diseño. La disposición anterior no es aplicable a conexiones extremas de ángulos simples, ángulos dobles y miembros similares cargados estáticamente.

2.10.7. LIMITACIONES EN CONEXIONES APERNADAS Y SOLDADAS

Se deben utilizar juntas pretensionadas, juntas de deslizamiento crítico o soldaduras para las siguientes conexiones:

Empalmes de columna en todas las estructuras de pisos múltiples por sobres los 38 m de altura.

Conexiones de todas las vigas a columnas y cualquier otra viga que fije un arriostramiento de columna en estructura por sobre los 38 m de altura.

En todas las estructuras que soporten grúas sobre 5 T (50kN) de capacidad; empalmes de vigas de enrejados de techo y conexiones de enrejados a columnas, empalmes de columnas, arriostramiento de columnas, cartelas y soportes de grúas.

Conexiones para el soporte de maquinaria y otras sobrecargas que produzcan cargas de impacto o cargas reversibles.

Se permiten las juntas de apriete ajustado (apriete no calibrado, dado por la capacidad de apriete de un operador) o juntas con pernos ASTM A307 excepto donde se especifique lo contrario.

2.10.8. CONEXIÓN SOMETIDA A MOMENTO CON TUBO CUADRADO

La capacidad de resistir momento de la conexión de tubo a placa, se determina usando el método de la conexión en T modificado. Las ecuaciones para calcular la capacidad de la conexión basados en la falla de los pernos y la falla de la placa se presentan a continuación. La capacidad de resistir momento de la conexión será el menor valor de las dos(WHEELER, A. T. et ALL; 1997; Pág.16-19).

2.10.8.1. Capacidad de la conexión limitado por la falla de los pernos

En la figura 2.13, se pueden ver las características geométricas de la placa de conexión, para una placa unida a una sección tubular rectangular.

La carga de los pernos cuando fallan es igual a la resistencia de todos los pernos B_u, y los esfuerzos en la placa de conexión es igual al esfuerzo de diseño de la placa , f_p, presentado en la ecuación [2.49].

$$f_p = \frac{f_y + 2f_u}{3} \qquad [2.49]$$

La carga por perno B_{u1} es la resistencia de un perno individual. Como se asume que la fractura a tracción de los pernos es la que gobierna en este caso, es apropiado que el factor de reducción para pernos en tracción se use, ϕ_b.

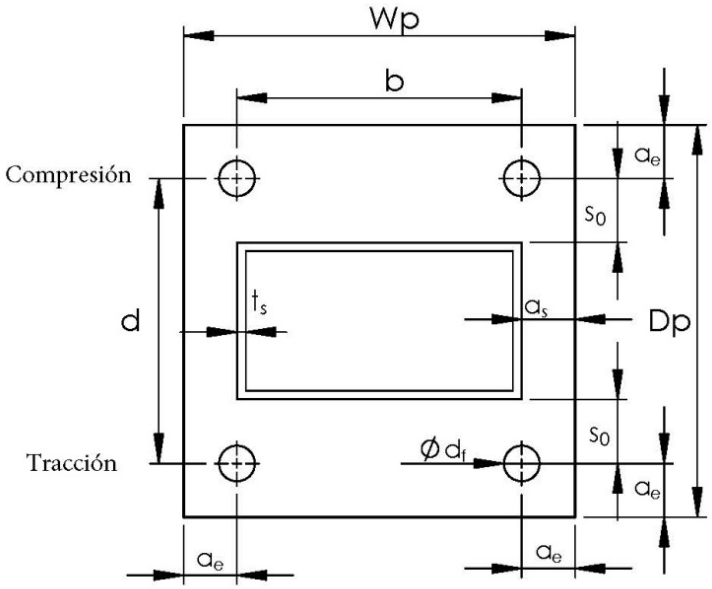


Figura 2.13. Dimensiones de la placa de conexión

La capacidad de la conexión para resistir momento se calcula con la ecuación [2.50].

$$\phi_b M_{cb} = \phi_b \left(\frac{4n\left(B_{u1}a_p + \frac{\pi {d_b}^3 f_{by}}{32}\right)d' + W_p\left(d' + 2\left({s_0}' + a_p\right)\right)t_p^2 f_p}{4\left(a_p + {s_0}'\right)d'} \right)(d - t_s) \qquad [2.50]$$

Donde, M_{cb} es el momento que resiste la conexión cuando depende de la resistencia de los pernos, n el número de pernos a tracción, d_b el diámetro de los pernos, $d' = d + \frac{s}{\sqrt{2}}$ ancho corregido de la sección, f_{by} es la resistencia a la fluencia del perno , a_p es el mínimo entre dos veces el espesor de la placa y a_e , ${s_0}' = s_0 - \frac{s}{\sqrt{2}}$ es la distancia corregida entre la sección y el borde, con *s* el ancho del cordón de soldadura.

El espesor de la placa se calcula con la ecuación [2.51].

$$t_{bu} = \sqrt{\frac{4\left(\frac{M(a_p + s_0{}')}{\phi_b(d - t_s)} - n\left(B_{u1}a_p + \frac{\pi {d_b}^3 f_{by}}{32}\right)\right)d'}{W_p\left(d' + 2(s_0{}' + a_p)\right)f_p}} \qquad [2.51]$$

2.10.8.2. Capacidad de la conexión limitado por la falla de la placa

Se asume que la capacidad de la placa es la que gobierna el diseño en este caso, sin que los pernos aporten mucho, se va a usar el factor de reducción de carga para placa, ϕ_b.

La capacidad de la conexión para resistir momento se calcula con la ecuación [2.52].

$$\phi_p M_{cp} = \phi_p \left(\frac{t_p^2 f_p\left(W_p(d' + 2s_0{}') + \left(W_p - nd_f\right)d'\right) + n\left(\frac{\pi {d_b}^3 f_{by}}{8}\right)d'}{4d's_0{}'} \right)(d - t_s) \qquad [2.52]$$

Donde, M_{cp} es el momento que resiste la conexión cuando depende de la resistencia de la placa.

El espesor de la placa se calcula con la ecuación [2.53].

$$t_{pu} = 2\sqrt{\frac{\left(\frac{Ms_0{}'}{\phi_p(d + t_s)} - n\left(\frac{\pi {d_b}^3 f_{by}}{32}\right)\right)d'}{\left(W_p(d' + 2s_0{}') + \left(W_p - nd_f\right)d'\right)f_p}} \qquad [2.53]$$

2.11. DISEÑO DE PLACAS BASES

Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de un cimiento, o de un zapata aislada, es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el concreto. Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa base de acero a un área razonablemente grande del cimiento, que se localiza debajo de la placa.

Para garantizar que las cargas de las columnas se repartan uniformemente sobre sus placas base es esencial que exista contacto entre las dos. La preparación de la superficie de esas placas está regida por las especificaciones del AISC.

Para analizar la placa de base, se supone que la columna transmite a la placa una carga total P_u y que esta cara se transmite uniformemente a través de la placa a la cimentación, con una presión P_u/A_1 en donde A_1 es el área de la placa base. La cimentación reacciona a su vez con una presión P_u/A_1 y tendrá a flexionar las partes de la placa de base que queda fuera de la columna. Esta presión también tiende a empujar hacia arriba la parte comprendida entre los patines de la columna.

La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base deber ser por lo menos igual a la carga soportada, ver ecuación [2.54].

$$P_u = \Phi_c P_p = \Phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \qquad [2.54]$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\Phi_c 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}} \qquad [2.55]$$

Donde, f'_ces la resistencia a compresión del concreto a los 28 días, A_1es el área de la placa, $\left(0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}\right)$ es la resistencia máxima de aplastamiento del concreto f_{pmax} debe ser menor a $1.7 f'_c$, $\Phi_c = 0.60$ para LRFD, A_2 es el área de soporte que es geométricamente similar y concéntrica al área cargada, su valor mínimo es 1 y su valor máximo es $\sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 2$.(AISC; 2005; pág. 16-179).

Después que se determina el valor de A_1se determinan las dimensiones *B* y *N* de la placa, ver figura 2.14.

Para que los momentos en los voladizos sean pequeños se calculan las dimensiones en la ecuación [2.56].

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \qquad [2.56]$$

Con $A_1 \approx BN$, entonces:

$$\Delta = 0.5\left(0.95d - 0.80b_f\right) \qquad [2.57]$$

$$B \approx \frac{A_1}{N} \qquad [2.58]$$

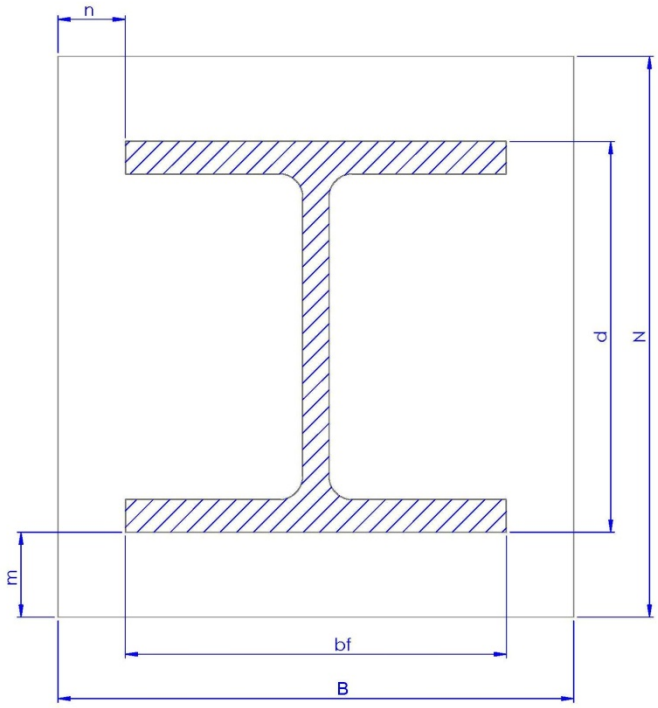


Figura 2.14. Placa y pernos de anclaje

El espesor de la placa se determina tomando momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones *m* y *n* (ver figura 2.14). Estos momentos son:

$$\left(\frac{P_u}{BN}\right) m \frac{m}{2} = \frac{P_u m^2}{2BN} \qquad [2.59]$$

$$\left(\frac{P_u}{BN}\right) n \frac{n}{2} = \frac{P_u n^2}{2BN} \qquad [2.60]$$

La resistencia de diseño por momento de la placa debe ser al menos igual al mayor de estos dos. Para determinar el valor del espesor de la placa, se usa el mayor valor entre *m*, *n* o *λn'*, y a este valor mayor se lo llama *l*.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \leq 1 \qquad [2.61]$$

Con,

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2}\right]\frac{P_u}{\Phi_b P_p} \qquad [2.62]$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda\sqrt{db_f}}{4} \qquad [2.63]$$

Para una placa es igual a:

$$\frac{\Phi F_y t^2}{4} \qquad [2.64]$$

Donde *t* es el espesor de la placa, $\Phi = 0.9$, F_y es el límite de fluencia del acero. Para determinar el mayor momento se usa *l*:

$$M_{max} = \frac{P_u l^2}{2BN} \qquad [2.65]$$

Igualando [2.64] con [2.65] se obtiene *t*:

$$t = l\sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \qquad [2.66]$$

Una vez determinado el espesor, se suelda a la base de la columna (MCORMAC; 2002; pág. 206).

2.12. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

La configuración típica de una conexión entre una columna y su fundación consiste en una placa base de acero anclada a la fundación de hormigón armado mediante pernos de anclaje (Figura 2.15). Esta configuración sirve para

resistir flexión, corte y cargas axiales desarrolladas en la columna por las cargas resultantes (Momento flexor, cargas verticales y fuerza cortante). Las barras de anclaje deben ser diseñadas para entregar la resistencia requerida por las cargas de la estructura completa, en base de las columnas incluyendo las componentes de tracción neta debidas a cualquier momento de flexión, que puedan resultar por las combinaciones de cargas, ver apartado 2.4. Las barras de anclaje deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos para partes roscadas dados en el manual del AISC para el método LRFD, de tal manera que resistan las cargas de la estructura que llegan a la base de las columnas.

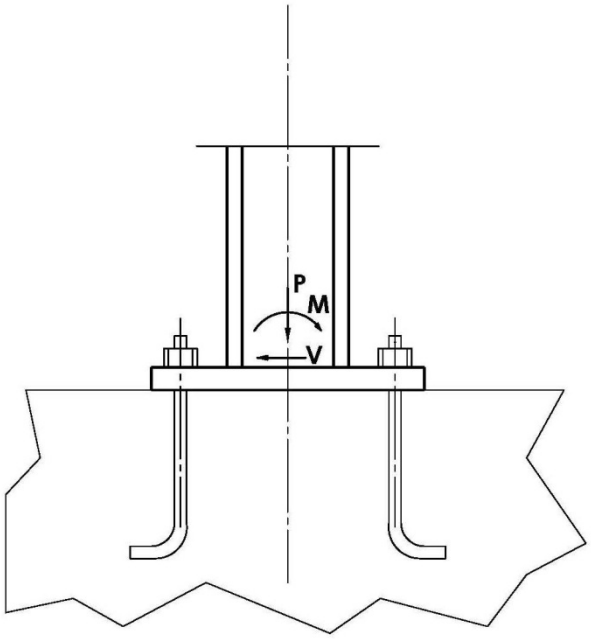


Figura 2.15. Pernos de anclaje y placa base

La resistencia de diseño de tracción y de corte, ΦR_n debe ser determinada de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte como se indica en las ecuaciones [2.67] y [2.68].

$$R_n = F_n A_b \qquad [2.67]$$

$$F_n = 0.75 F_u \qquad [2.68]$$

Con, $\Phi = 0.75$ para LRFD, $F_n$es la tracción nominal, con $F_u$la resistencia última, A_b es el área nominal del perno sin hilo.

La mayor tracción a la que los pernos de anclaje se deben diseñar es la producida por el momento en la base de la columna, aumentada por el levantamiento debido a la tendencia al volcamiento del edificio bajo cargas laterales.

Rara vez el corte en la base de la columna es resistida por el aplastamiento de la placa base de la columna en contra de las barras de anclaje. Aún considerando el menor coeficiente de deslizamiento posible, la fricción debida a la carga vertical de la columna es más que suficiente para poder resistir cualquier cantidad de corte desde la columna y poder transferirla a la fundación (AISC; 2005; pág. 16-425).

Los pasos para diseñar los pernos de anclaje son los siguientes: Primero se determinan la fuerza máxima que trata de levantar a la columna. Segundo, se selecciona el material, el número y tamaño de las barras de anclaje. Tercero, se determina el tamaño correcto de la placa de anclaje, que va a transmitir las fuerzas. Cuarto, se determina el método de transferencia de la fuerza desarrollada en la barra de anclaje al concreto.

Se permiten mayores perforaciones en la placa base para instalar los pernos de anclaje en la fundación según la Tabla 2.12 (AISC; 2005; pág. 16-427), siempre y cuando se provea resistencia al aplastamiento de las tuercas mediante arandelas. Estas mayores perforaciones no resultan perjudiciales para la integridad de la estructura cuando se usen arandelas adecuadas.

Si se usan arandelas para resolver los esfuerzos de corte, la flexión de los pernos de anclaje se deberá considerar en el diseño, así como su distribución en la placa base con el objetivo de permitir que exista suficiente espacio entre las arandelas. Además, se deberá prestar atención al efecto de la tolerancia entre los pernos de anclaje y el borde de las perforaciones.

Tabla 2.12. Diámetro de perforación de acuerdo al diámetro del perno de anclaje

DIÁMETRO [in]		DIÁMETRO [mm]	
Perno de anclaje	Perforaciones de perno de anclaje	Perno de anclaje	Perforaciones de perno de anclaje
1/2	1 1/16	18	32
5/8	1 3/16	22	36
3/4	1 5/16	24	42
7/8	1 9/16	27	48
1	1 13/16	30	51
1 1/4	2 1/16	33	54
1 1/2	2 5/16	36	60
1 3/4	2 3/4	39	63
≥ 2	d_b + 1 1/4	42	74

2.13. DISEÑO DE LAS JUNTAS SOLDADAS

Cada estructura es un ensamblaje de partes o miembros individuales que deben ser unidos de alguna forma, usualmente en sus extremos. La soldadura es una de esas formas y la otra es por medio de pasadores, como remaches o pernos. Se conoce como soldadura el proceso de unión de partes metálicas mediante la aplicación de calor con o sin adición de otro metal fundido

2.13.1. PROCEDIMIENTOS

Existen dos procedimientos generales de soldadura: soldadura por arco eléctrico y soldadura con gas.

En la soldadura por arco “SMAW” se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y el metal base, provocando la fusión de ambos con temperaturas que oscila entre 5000 grados centígrados, en el acero cerca del arco, hasta unos 1900 grados.

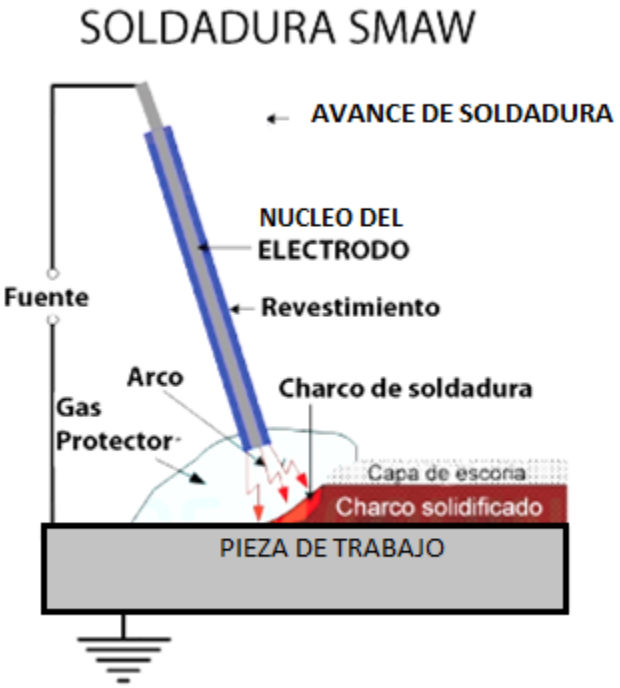


Figura 2.15. Proceso SMAW

El tipo de electrodo que se utiliza es muy importante, ya que afecta las propiedades de la soldadura, tales como la resistencia y ductilidad.

Tabla 2. 13. Tipos de electrodos revestidos para proceso SMAW

Electrodo	Punto de Cedencia	Ruptura por Tensión
E60	3150 kgf/cm^2	4220 kgf/cm^2
E70	3500 kgf/cm^2	4920 kgf/cm^2

El material del electrodo es especificado en varias normas de la American Welding Society (AWS) y es resumido en la tabla 2.13. La designación como E60XX o E70XX indican 60 ksi y 70 ksi como esfuerzo a la tracción respectivamente. Las X se refieren a factores como las posiciones adecuadas para soldar, tipo de revestimiento y características del arco. En general el acero A36 puede ser soldado exitosamente con electrodos E60XX o E70XX.

Otro tipo de proceso es la soldadura por arco sumergido “SAW”. En este proceso el arco se cubre con material fusible granular por lo que queda oculto. La soldadura por arco sumergido tiene una mayor penetración, por lo que el área efectiva para resistir carga es mayor.

La soldadura por arco sumergido pasa a ser económicamente rentable a partir de un espesor de chapa de 6 mm. Los casos de aplicación en los que se utiliza la soldadura por arco sumergido van desde la construcción naval a la fabricación de depósitos pasando por la construcción de puentes y acero. El procedimiento se aplica tanto para la soldadura de uniones como para el recargue de capas de protección anti desgaste y anticorrosiva. Pueden soldarse aceros no aleados y aleados, así como aceros al cromo níquel.

El proceso de soldadura “GMAW”, es la soldadura por arco eléctrico de metal y gas (gas metal arc welding), este emplea un arco entre un electrodo continuo de metal de aporte y el charco de soldadura. El proceso se realiza bajo un escudo de gas suministrado externamente que impide que el aire circundante alcance el charco de soldadura evitando que el oxígeno, nitrógeno y otros gases contaminen el cordón haciéndolo poroso y débil.

Los gases de protección utilizados son activos (MAG) o inerte (MIG).

En la soldadura, MAG, el gas activo utilizado es el dióxido de carbono CO_2, el cual por ser activo, reacciona químicamente con el baño de fusión lo que da lugar a poros interiores y exteriores.

Su uso está limitado a aceros suaves y de baja aleación. Adicionalmente, la soldadura MAG tiene otras desventajas: produce más chisporroteo durante el proceso y consume más gas y energía eléctrica que la soldadura que se hace en atmosfera de gas inerte.

En la soldadura MIG, el gas inerte no reacciona químicamente con el baño de fusión y por lo tanto no tiene los problemas del MAG.

Los gases mixtos (MIG/MAG) permiten obtener una soldadura mejor y más suave. La mezcla de 80% de Argón y 20% de CO_2 denominado (AGA MIX 20 o INDURMIX), por ejemplo se emplea frecuentemente en la soldadura de acero suaves y de baja aleación. Esta relación combina las mejores características de los gases inertes y activos. El mayor costo del gas de protección, que es relativamente pequeño, se compensa totalmente con el hecho de que las

soldaduras se hacen mejor y más rápidamente, la soldadura tiene un aspecto más limpio y de mejor calidad.

2.13.2. TIPOS DE JUNTAS SOLDADAS

Los tipos de juntas dependen de factores como el tamaño y forma de los miembros que forman la junta, el tipo de carga, la cantidad de área en la junta disponible para soldar y el costo relativo de varios tipos de soldaduras.

Existen cuatro tipos básicos de juntas soldadas, aunque en la práctica se consiguen muchas variaciones y combinaciones. Estos cuatro tipos básicos son: a tope, a solape, en “T”, en esquina y juntas de extremo, como se muestra en la Figura 2.16.

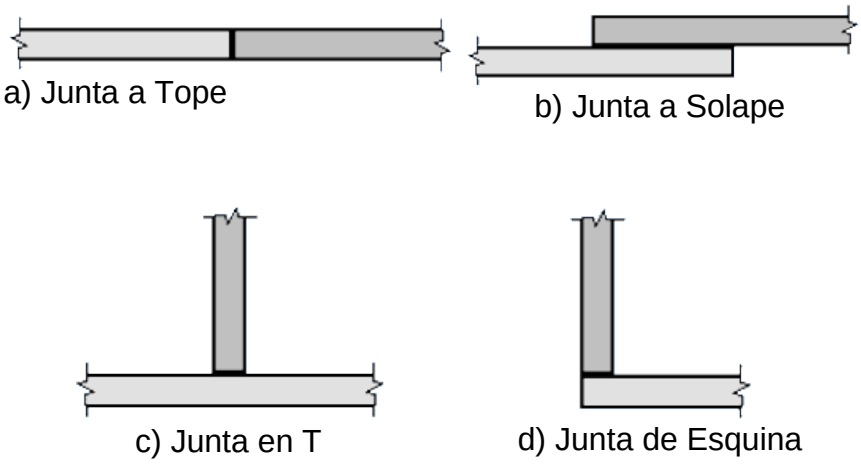


Figura 2.16. Tipos Básicos de Juntas Soldadas

2.13.3. CLASIFICACIÓN DE LAS SOLDADURAS

Los cuatro tipos de soldadura son: soldadura a Tope, soldadura de filete, soldadura de ranura, soldadura de tapón.

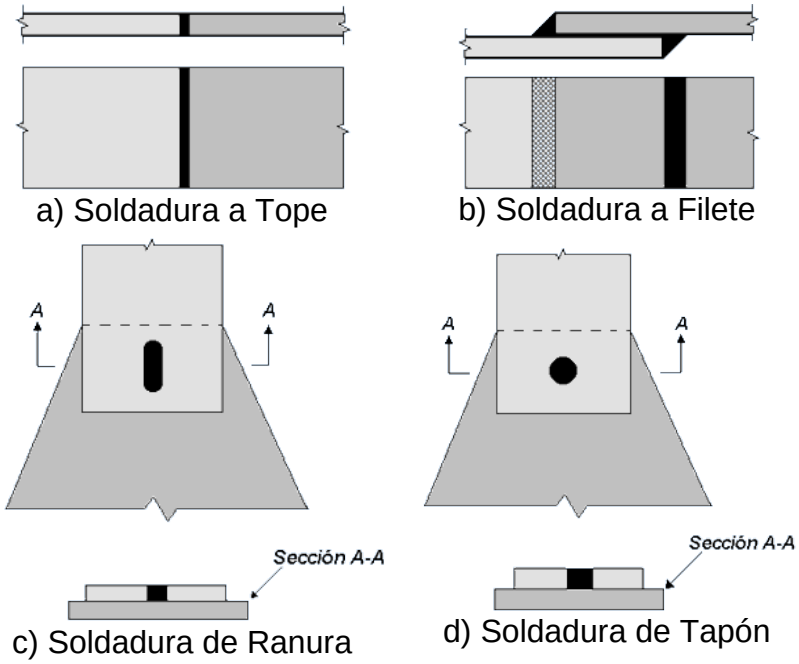


Figura 2.17. Tipos de Soldadura

En esta parte se aplica todas las disposiciones de la AWS D1.1, conjuntamente con las secciones de la Especificación AISC.

2.13.3.1. Soldadura a Tope

El Área Efectiva se considera el área de las soldaduras de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva.

El espesor de garganta efectivo de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte más delgada conectada. El espesor de garganta efectivo de una soldadura de tope con junta de penetración parcial (PJP) debe ser el que se muestra en la Tabla 2.14 (AISC; 2005; pág. 16-155).

El tamaño de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial depende del proceso utilizado y de la posición de la soldadura. Los documentos contractuales deben indicar la garganta efectiva o la resistencia de la soldadura requerida, y el fabricante debe detallar la junta basándose en las especificaciones de proceso de soldadura (EPS), y la posición a utilizar para soldar la junta.

Tabla 2. 14. Garganta efectiva de soldaduras

Garganta Efectiva de Soldaduras de tope con Junta de Penetración Parcial			
Proceso de Soldado	**Posición de Soldado F (estirado), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)**	**Tipo de surco (Figura 3.3, AWS D1.1)**	**Garganta Efectiva**
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel J o U 60º V	Profundidad del bisel
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	Todos		
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J o U Bisel 60º o V	
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel 45º	Profundidad del bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45º	Profundidad del bisel menos 3 mm
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH	Bisel 45º	Profundidad del bisel menos 3 mm

El espesor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial no debe ser menor que el tamaño requerido para trasmitir las fuerzas calculadas ni el tamaño mostrado en la Tabla 2.15 (AISC; 2005; pág. 16-156). El tamaño de soldadura mínimo se determina como la más delgada de las dos partes unidas.

Tabla 2.15. Espeso mínimo de garganta efectiva

Espesor de material de la parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

2.13.3.2. Soldadura de filete

El área efectiva es la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura. Se permite un aumento en la garganta efectiva si se demuestra una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura mediante ensayos consistentes al proceso de producción y las variables de procedimiento.

Para soldadura de filete en perforaciones y ranuras, la longitud efectiva debe ser la longitud del eje central de la soldadura a lo largo del plano que pasa a través de la garganta. En el caso de filetes traslapados, el área efectiva no debe exceder el área nominal de la perforación o ranura, en el plano de la superficie de contacto.

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para trasmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla 2.16 (AISC; 2005; pág. 16-156).

Estas disposiciones no aplican para refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

Tabla 2.16. Tamaño mínimo de soldadura de filete

Espesor de la parte unida más delgada, mm	**Tamaño mínimo de soldadura de filete[a], mm**
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
[a]Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldadura de paso simple.	

El tamaño máximo de soldadura de filete para partes conectadas debe ser:

a) A lo largo de los bordes del material con espesor menor a 6mm, no mayor que el espesor del material.
b) A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a 6 mm, no mayor que el espesor del material menos 2 mm, a no ser que la soldadura sea designada especialmente en los planos para ser ejecutada de manera de obtener el espesor de la garganta completa. En la condición de soldado, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 2 mm siempre que sea posible verificar el tamaño de la soldadura.

Para soldaduras de filete de carga extrema con una longitud de hasta 100 veces la dimensión del pie, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de la soldadura de filete de carga extrema excede de 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva debe ser determinada multiplicado la longitud real por el factor de reducción, β, determinado en la ecuación [2.69] (AISC; 2005; pág. 16-156).

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{L}{w}\right) \leq 1 \qquad [2.69]$$

Donde, *L* es la longitud existente de la soldadura en los extremos cargados en mm, *w* es el tamaño de la soldadura en mm.

Cuando la longitud de la soldadura excede de 300 veces el tamaño de la soldadura, el valor *β* se debe tomar igual a 0.60.

2.13.3.3. Soldadura de Tapón y Ranura

El área efectiva es el área de corte efectivo de soldaduras de tapón y de ranura debe ser considerada como el área nominal de la perforación o ranura en el plano de la superficie de contacto.

Se permite que las soldaduras de tapón de ranura sean utilizadas para transmitir el corte en juntas de traslape o para prevenir el pandeo de partes traslapadas y para unir las partes que componen a los miembros armados.

El diámetro de las perforaciones para una soldadura de tapón no debe ser menor que el espesor de la parte conectada más 8 mm aproximado al mayor

valor par (en mm), ni mayor que el diámetro mínimo más 3 mm o 2¼ veces el espesor de la soldadura.

El espaciamiento centro a centro mínimo de soldaduras de tapón debe ser igual a cuatro veces el diámetro de la perforación.

El espesor de las soldaduras de tapón o de ranura en un material de espesor de 16 mm o menor debe ser igual al espesor del material. En materiales con espesores mayores a 16 mm, el espesor de la soldadura debe ser por lo menos un medio del espesor del material pero no menor que 16mm.

La resistencia de diseño, $\varnothing R_n$, de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia, como se menciona :

(a) Para el metal base

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \qquad [2.70]$$

(b) Para el metal de soldadura

$$R_n = F_w A_w \qquad [2.71]$$

Donde,

F_{BM} = tensión nominal del metal base, kgf/cm^2 (MPa)
F_W = tensión nominal del metal de soldadura, kgf/cm^2 (MPa)
A_{BM} = área de la sección transversal del metal base, cm^2 (mm^2)
A_w = área efectivade la soldadura, cm^2 (mm^2)

Los valores de ϕ, F_{BM} y F_W y las limitaciones respectivas se entregan en la Tabla J2.5., de las Especificaciones y Comentarios de la AISC 2005.

CAPITULO III
PREFACTIBILIDAD Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

3.1. ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD

Es un estudio que comprende el análisis técnico económico de las alternativas de inversión, que dan solución al problema planteado.

Los objetivos de prefactibilidad se cumplirán a través de la preparación y evaluación de procesos, acciones que permitan reducir los márgenes de incertidumbre a través de la estimación de los indicadores de rentabilidad socioeconómica y privada que apoyan la toma de decisiones de inversión en un proyecto. Esto se lo hace con la ayuda de cotizaciones e información solicitada a empresas dedicadas a la actividad metalmecánicas.

Luego se procederá en la identificación de alternativas y en el análisis técnico de las mismas.

3.1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

La comunidad de la Escuela Politécnica Nacional presenta la necesidad de la mejora continua de sus escenarios deportivos y recreativos que posee.

Es una necesidad el realizar actividades de relajamiento complementarias al el estilo de vida actual que lleva el ser humano. Ayudando a eliminar tensiones grupales, frustraciones, malos entendidos, mejorando las relaciones interpersonales entre estudiantes, profesores y trabajadores en general.

Está comprobado científicamente que hacer ejercicios físicos, aumenta la capacidad mental de manera exponencial, aumenta la capacidad de concentración y enfoque lo cual es lo más importante cuando se está estudiando.

En la Escuela Politécnica Nacional existe un espacio destinado a una cancha multifuncional, que posee el área apropiada, pero su infraestructura y

equipamiento no es la adecuada, presenta falencias en su construcción, dotación y mantenimiento.

Por ende se vuelve necesario y más aun siendo acreedores de una calificación tipo “A” en el ranking de las universidades del Ecuador del CEAACES, el poseer un escenario multiusos cubierto de primera.

Es el interés del proyecto diseñar un espacio cerrado, económico y con un excelente diseño estético y funcional, que permitiría la práctica deportiva en condiciones climáticas adversas, así como reuniones sociales de integración de toda la comunidad.

3.1.1.1 Diagnóstico de la situación actual.

- Escenario deportivo y recreativo sin infraestructura y equipamiento adecuado.
- Pocos espacios destinados a la recreación, en relación al número de estudiantes que pertenecen a la E.P.N.
- Espacios mal utilizados y sin mantenimiento apropiado.

3.1.1.2 Diagnóstico de la situación final.

- Escenario polideportivo y recreativo adecuado.
- Construir un espacio multifuncional cubierto con el fin de optimizar su tiempo de uso.
- Creación de un espacio multifuncional, escenario destinado para la práctica alternativa de tres deportes específicos (baloncesto, voleibol y microfútbol). Sus medidas son 32 x 19 m (mínimas).
- No es necesario tener cerramientos laterales y habitualmente carece de graderíos.
- En forma ocasional esta instalación contará con escenarios o tarimas de carácter fijo o móvil adecuadas para realizar actividades recreativas, cívicas o culturales.

3.2. ESTUDIO DE MERCADO

En esta instancia se realizó un sondeo de la necesidad de contar con este de tipo de escenarios, cuáles son las ventajas y beneficios que ofrecería a la comunidad politécnica. Cuál es el rumbo seguido por los usuarios y los fabricantes en la elaboración de este tipo de estructuras en el país, si es un proyecto rentable o no.

Se efectuaron diversas visitas a empresas dedicadas al diseño, construcción y montaje de estructuras metálicas, para pedirles una cotización referente al proyecto planteado, y cuáles son los datos que requieren para hacer la cotización.

- SEDEMI S.C.C.
- ALFER FIGUEROA CONSTRUCCIONES Cía. Ltda.
- RHELEC INGENIERIA CIA. LTDA.

Se visitó la empresa SEDEMI S.C.C para solicitar la cotización de una Cubierta Metálica. La empresa entregó una COTIZACIÓN, en esta se efectuaron los cálculos de los costos y el tiempo de fabricación y entrega. La estructura metálica tiene un costo de $ 61.200,00 con un peso aproximado de 17000 Kilogramos, el costo de producción del kilogramo de Acero es de $3,60. La estructura instalada tendría un precio de $ 109.007,81. La empresa SEDEMI S.C.C tiene una capacidad de producción de 400 T/mes.

Luego se visitó la empresa ALFER FIGUEROA CONSTRUCCIONES CIA. LTDA. a solicitar la cotización de una Cubierta Metálica. En esta se efectuaron los cálculos de los costos y el tiempo de fabricación y entrega. La estructura metálica tiene un costo de $ 70.537,50, el área a cubrir total 840,105 m², galvanizada por inmersión en caliente y pintada con una mano de anticorrosivo de color rojo oxido, la estructura contiene: pernos de anclaje, placas base de columna, columnas, vigas principales, vigas secundarias, según planos o esquema. La estructura instalada tendría un precio $ 119.272,01.

La empresa ALFER FIGUEROA CONSTRUCCIONES CIA. LTDA. Tiene una capacidad de producción de 140 T/mes.

Por último se solicitó a la empresa RHELEC INGENIERÍA CIA. LTDA la cotización de una cubierta metálica curva en celosía. En esta se efectuaron los cálculos de los costos en base al peso de los elementos que conforman la estructura y el tiempo de fabricación y entrega. La estructura metálica tiene un costo de $ 55.006,440 el área a cubrir total 840,105 m², el costo de producción del kilogramo de acero es de 3,30 $. Ofrecen una protección a la estructura por medio de un tratamiento superficial según la Norma ASTM A-123, que está destinada a regular el tratamiento de galvanizado por inmersión en caliente simple, a un costo de 0,60 ctvs./kg. Dando un aproximado de $ 10.001,17 por la galvanización. La instalación de la estructura costaría un precio de $ 5.000,59. Finalmente, el costo total ascendería a $ 78.409,18.

Finalmente de la experiencia laboral, así como de las cotizaciones analizadas y de las visitas realizadas, se determina que los precios de una estructura metálica para una cubierta en general, dependen de cuatro factores directos que son:

El primer factor es el costo de la materia prima en este caso el acero estructural, el segundo factor es el costo de los materiales para la mano factura como consumibles, la suelda, discos de corte, desengrasante, etc. El tercer factor es el costo de mano de obra calificada utilizada para la elaboración y construcción de la estructura y por último se tiene la utilidad que es la ganancia de la entidad constructora.

3.3. RESTRICCIONES Y LIMITACIONES

Como se ha explicado la estructura está prevista para satisfacer una necesidad específica, por lo tanto se tiene pleno conocimiento de la misma, así como de los materiales, geometrías, tamaños y demás datos involucrados.

El material principal a utilizar en la fabricación de la estructura es el Acero estructural ASTM A-36 (también se usa acero ASTM A-500 y acero ASTM A-53 pero en menor cantidad).

Para diseñar cualquier tipo de estructura se lo debe de hacer bajo los códigos y normas establecidos en cada región. En nuestro país existe la Norma Ecuatoriana de Construcción denominada NEC, el capítulo 5 es el destinado a estructuras de Acero, internacionalmente acogemos las especificaciones y Comentarios de la AISC.

Esto nos ayuda a establecer las cargas de diseño, que son distintos para cada zona en especial para nuestro país que tiene un suelo heterogéneo, así como sus condiciones geográficas.

3.4. ESPECIFICACIONES DEL PRODUCTO

Para la determinación de los parámetros que intervienen en un proyecto, se consideran las necesidades, requerimientos y condiciones de uso que va estar sometida la estructura. Los parámetros que se consideran son los siguientes: capacidad, condiciones de uso, estética, materiales, procesos, datos técnicos, montaje, mantenimiento, vida útil y costos.

3.4.1. CAPACIDAD

Este parámetro es importante, es el espacio disponible del escenario para albergar los espectadores.

Las áreas de espectadores, la FIBA recomienda:

a)Las áreas de los espectadores deberán permitir un movimiento libre del público, incluyendo personas con invalidez y deberán permitir que los espectadores tengan una vista cómoda del evento.
b)Puede haber previsiones para variar la capacidad de asientos, sin embargo, la visibilidad desde todos ellos siempre deberá ser sin obstrucción.
c)La línea de visibilidad de los espectadores deberá ser como se muestra en la figura 3.1, a menos que haya una norma local diferente.

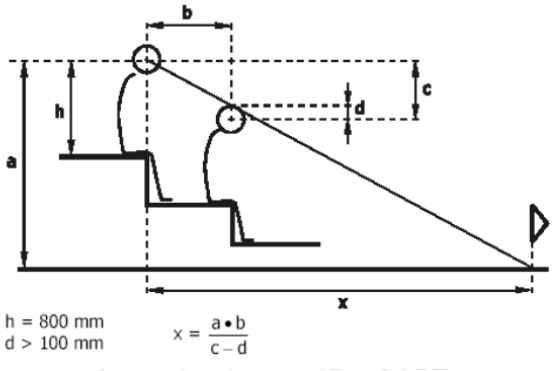


Figura 3.1. Visibilidad del espectador

d)Definición de la capacidad de asientos:

La capacidad total del estadio es la suma de ambas posiciones, los espectadores parados y sentados.

El número de lugares para sentarse es el número total de asientos o el largo total de los escalones o balcones en metros, divididos por 480 mm.

El número de lugares para espectadores parados, es el espacio de piso asignado con 35 espectadores en 10 m^2.

Normas locales pueden permitir variaciones (FIBA; 2000).

Área para espectadores sentados:

a) Parte lateral

Largo del graderío lateral = 44450 mm

Espacio por persona = 480 mm

n = # escalones = 3

$$44450\ \frac{\text{mm}}{\text{escalón}} \times \frac{1\,\text{persona}}{480\,\text{mm}} = 92.6041\,\frac{\text{personas}}{\text{escalón}}$$

$$92.6041\,\frac{\text{personas}}{\text{escalón}} \times 3\,\text{escalones} = 277.8125\,\text{personas}$$

$$277.8125\,\text{personas} \times 2\ \text{graderios laterales} = 555.625\,\text{personas en los graderios laterales}$$

$$\approx 555\ \text{espectadores}$$

b) Parte frontal y posterior

Largo del graderío frontal = 18900 mm

Espacio por persona = 480 mm

n = # escalones = 3

$$18900\ \frac{\text{mm}}{\text{escalón}} \times \frac{1\,\text{persona}}{480\ \text{mm}} = 39.375\ \frac{\text{personas}}{\text{escalón}}$$

$$39.375\ \frac{\text{personas}}{\text{escalón}} \times 3\ \text{escalones} = 118.125\ \text{personas}$$

$$118.125\ \text{personas} \times 1\ \text{graderios frontales} = 118.125\ \text{personas en los graderios frontales}$$

$$\approx 118\ \text{espectadores}$$

Espectadores sentados = 555+118 = 673 espectadores sentados

Área para espectadores parados:

a) $\mathbf{A_1}$ = (3050 mm x 19000 mm) = 57950000 mm^2 = 57.95 m^2

$$57.95\,m^2 \times \frac{35\,personas}{10\,m^2} = 202.825\,personas \approx 202\,espectadores$$

b) $\mathbf{A_2}$ = (9400 mm x 19000 mm) = 178600000 mm^2 = 178.6 [m^2]

$$178.6\,m^2 \times \frac{35\,personas}{10\,m^2} = 625.1\,personas \approx 625\,espectadores$$

Espectadores parados = 202+625 = $827\ espectadores\ parados$

Total de espectadores = 673+827 = $1500\ \ espectadores$

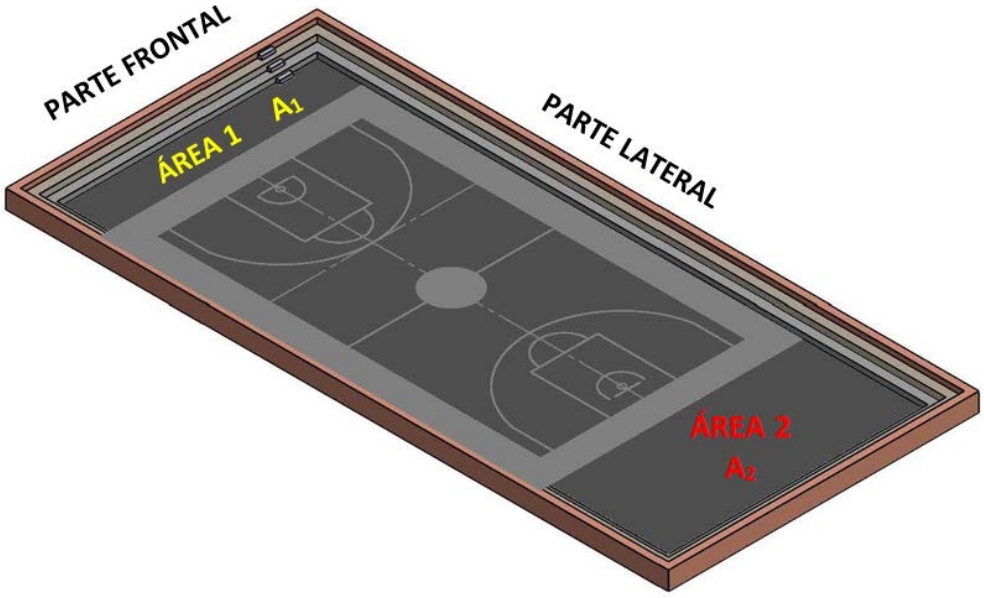


Figura 3.2. Vista de los graderíos de la cancha

3.4.2. CONDICIONES DE USO

3.4.2.1. Como escenario polideportivo

Corresponde al espacio físico donde se desarrollan una o más disciplinas deportivas. Dispondrá de graderíos y una cubierta. Tiene un nombre y características específicas de acuerdo con las disciplinas deportivas para las que fue diseñado. En ocasiones es utilizado para la presentación de espectáculos de carácter artístico, cultural o cívico.

3.4.2.2. Como escenario de recreación

Espacio donde la gente puede ir a hacer actividades voluntarias que contribuyen a su desarrollo humano y social. Donde se da un proceso de acción participativa y dinámica que facilita entender la vida como una vivencia de disfrute, creación y libertad, en el pleno desarrollo de las potencialidades del ser humano para su realización y mejoramiento de la calidad de vida individual y social mediante la práctica de actividades físicas e intelectuales de esparcimiento.

3.4.3. ESTÉTICA

Es un parámetro importante al momento de construir o diseñar una estructura, un edificio, una máquina, o cualquier elemento, ya que este nos permite diseñar de una manera tanto atractiva como funcional respecto de los espacios en los que se van a construir, pero sin dejar de lado seguridad.

La interpretación de lo que es una construcción global no es sencilla. El motivo de ello es que la realidad de un edificio consiste en un complejo de tres agentes constituyentes: función, forma y técnica. Si bien los tres pueden aislarse entre si, también es cierto que se condicionan mutuamente, porque para su materialización dependen unos de otros. Al combinarse con armonía se realiza el edificio. Uno de los condicionamientos es la estructura.

Cada estructura se caracteriza por sus tres componentes: Flujo de fuerzas, geometría y material (ENGEL, H; pág. 33)

3.4.4. MATERIALES

Es un parámetro importante ya que estos influyen directamente en el peso de la estructura, y por ende en el costo de la misma.

Es trascendental la apropiada elección de los materiales ya que de estos depende directamente la confiabilidad, estabilidad, y rigidez de la estructura.

El acero estructural que se utiliza en el mercado ecuatoriano por lo general es el ASTM A-36, en este proyecto se usarán también hacer ASTM A-500 y ASTM A53.

Los accesorios que se utilizan para ensamblar las estructuras son también de gran importancia, como pernos estructurales de unión, varillas o cables de arriostramiento, pernos de anclaje, conectores, pernos auto perforantes y la protección anticorrosiva que puede ser pintura o un tratamiento superficial como el galvanizado.

3.4.5. PROCESOS

Parámetro fundamental en la concepción de un producto. La complejidad en la realización de un producto implica un mayor número de procesos, sobre todo si se siguen estándares de calidad y seguridad ocupacional.

Para realizar una estructura metálica existen varios procesos como: diseño, creación de planos de taller, el trazado, el corte; el armado, acabado, ensamblaje, y el montaje.

Todos estos procesos se lo realiza en un orden lógico, conformen lo señalan los planos de fabricación, algunos de ellos se los puede realizar a la par, gracias a la implementación e innovación de las maquinarias CNC en la industria metalmecánica.

3.4.6. DATOS TÉCNICOS

En este punto están las dimensiones y geometrías del elemento que van a formar parte de la estructura.

La principal función de la estructura metálica es sostener la edificación, fijarla al suelo y hacer que las cargas se transmitan a la base o a la superficie.

Es fundamental tener las dimensiones del predio donde se ubicará la estructura, el área a cubrir, cuál es la luz del pórtico a salvar y cuáles son las exigencias mínimas según la norma, porque son los datos que determinan la geometría y diseño del elemento armado. También conocer las características de su ubicación, si está rodeado de edificaciones o está a la intemperie. Para al momento de diseñar se haga con condiciones reales y que no cause ningún conflicto con otra infraestructura.

3.4.7. MONTAJE

Es un parámetro importante al momento de construir una obra, en este interviene las facilidades de acceso de los elementos armados al predio.

De qué manera se lo va a realizar el ensamble de la estructura, si de manera mecánica (grúas) o manual (plumas, tirfor, cabos, poleas).

Cuáles son los materiales, equipos e instrumentos para realizar el montaje de determinada estructura.

El tiempo para realizar dicha actividad y el número de operarios para realizar dicho trabajo.

3.4.8. MANTENIMIENTO

El mantenimiento de estructuras metálicas es de vital importancia en la vida útil de una estructura o edificio. Ya que los elementos metálicos componen el esqueleto que da forma a un edificio o estructura.

Es importante tener en cuenta que toda estructura metálica está expuesta a factores externos de corrosión, como viento, lluvia, salinidad, entre otros, sufre

daños significativos que afectan la resistencia, durabilidad y estética de este elemento.

Es por eso, que para extender la vida útil de la estructura, el proceso de acabado superficial es importante.

El proceso de corrosión es el ataque destructivo de un metal, causado por alguna reacción química o electroquímica con el medio ambiente a su alrededor. Una atmósfera húmeda, el agua, químicos, el suelo, entre otros, pueden ser los causantes de un proceso corrosivo.

Recuerde que periódicamente se debe realizar una revisión general, para observar el estado de corrosión mecánico, de todos los elementos que conforman las construcciones metálicas.

3.4.8. VIDA ÚTIL

Diseñar una estructura, tratando de maximizar su vida útil es un factor importante. Si se elige la estructura apropiada, que cumpla su función, con la geometría adecuada y construida con técnicas reguladas, está dura más en las condiciones de funcionamiento reales. De esta manera se consigue aprovechar la inversión al máximo.

3.4.9. COSTOS

Parámetro importante, para la aceptación del producto en el mercado. Se puede hacer el análisis económico dirigido a estimar los beneficios económicos que ofrece este tipo de edificaciones. El costo debe estar enmarcado a las posibilidades de los potenciales clientes, destinado a ser competitivo y confiable.

3.5. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD

3.5.1. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

A continuación se presenta las alternativas de estructuras que serán consideradas a satisfacer todos los parámetros o criterios expuestos anteriormente.

3.5.1.1. Cubierta a dos aguas (alternativa 1)

Cubierta a dos aguas, consiste en dos pendientes o faldones inclinados en dirección descendente, que parten desde una cumbrera central. También denominada cubierta a dos vertientes.

La parte superior donde se unen las dos aguas se llama cumbrera. Los extremos inferiores que sobresalen de la fachada se llaman alero o alar y sirven para alejar la caída del agua de la edificación. La estructura característica de los pórticos es la de formar cerchas, apoyadas sobre columnas de celosía, y que a su vez se unen por medio de dinteles para arriostrar el conjunto.

Este tipo de estructuras se utilizan generalmente como naves Industriales o galpones para proteger los distintos tipos de productos o materiales de los diferentes fenómenos meteorológicos (lluvia, nieve, frío, calor).

Los materiales que se emplea para construir son perfiles conformados en frío, así como perfiles estructurales conformados en caliente. Al ser sus piezas prefabricadas, y con medios de unión de gran flexibilidad, se acortan los plazos de obra significativamente. Las pendientes de estos techos oscilan entre 30 a 50% de inclinación. A su vez, cuanto mayor sea la inclinación, se evita la posible entrada de agua en las juntas del tejado.

Sirven para cubrir grandes luces, cargas importantes de trabajo o uso por ejemplo puentes grúas.

Estéticamente no es una estructura llamativa, pero muy práctica. Ver detalle de la alternativa en la figura 3.3.

CUBIERTA PARA CANCHA DE INDOR COMUNIDAD LAS TOLAS

FOTOS GALPON -MAGA\SINOHYDRO- LUMBAQUI

FOTOS GALPON -MAGA\SINOHYDRO- LUMBAQUI

Figura 3.3. Cubiertas a dos aguas

3.5.1.2. Cubierta tipo arco (alternativa 2)

Cubierta tipo arco, consiste en una estructura sólida, capaz de unir grandes distancias, soportar grandes pesos.

La idea principal de un arco es canalizar la fuerza que la estructura necesita soportar, de manera que sea más eficiente en términos de uso de materiales, en este las fuerzas se distribuyen netamente a compresión.

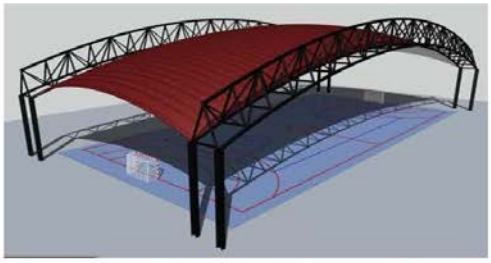
Soporta grandes presiones, mientras más fuerza se le aplica más comprimido estará el arco, pero si se le aplica tensión al arco este pierde su fuerza rápidamente, en especial si se separan sus cimientos.

En tiempos modernos, la geometría del arco se usa mucho, su belleza ha permitido construir edificaciones utilitarias de gran atractivo.

Este tipo de estructuras se utilizan generalmente para salvar grandes luces como coliseos, campos deportivos, estaciones de ferrocarriles, puentes vehiculares.

Los materiales que se emplea para construir son tubería estructural redonda o cuadrada, cuando no se dispone de este material en el mercado se puede utilizar perfiles conformados en frío como correas en “C” o en “G”, complementados por perfiles estructurales conformados en caliente como los ángulos en “L”.

La estructura geométrica se la desarrolla rolando los tubos hasta llegar a tener el arco requerido. Estéticamente es una estructura llamativa. Ver detalle de la alternativa en la figura 3.4.



AMAGUAÑA - SALCOTO - SHOW GOL

SANGOLQUÍ - cubierta para cancha polideportiva - HOSTERÍA DEL RÍO

Figura 3.4. Cubiertas tipo arco

3.5.1.3. Cubierta plana tridimensional tridilosa (alternativa 3)

Cubierta plana utilizando el principio de la tridilosa, es una estructura tridimensional de concreto y acero, eficiente y altamente ligera, de tablero mixto (combinando la zona de compresión del concreto, con la zona de tensión del acero), misma que fue inventada por el ingeniero mexicano Heberto Castillo Martínez.

La tridilosa es una estructura mixta de concreto y acero que se compone de elementos tubulares soldados u atornillados a placas o nodos de conexión. Lo anterior permite la construcción de estructuras mucho más ligeras, resistentes y económicas en tiempos mucho menores que los sistemas convencionales.

Esta particularidad permite su utilización para soluciones especiales tales como puentes; hangares para aviación, tiendas departamentales, edificios de oficinas, hoteles, entre otros.

Una de las cualidades más destacadas de su estructura es que puede ahorrar un 66% de hormigón y hasta un 40% de acero, debido al hecho de que no necesita ser rellenado de hormigón en la zona de tracción, solamente en la zona superior de compresión. La tridilosa sirve no sólo para hacer techos y puentes ultralivianos (en Nicaragua, Castillo construyó un puente por el que pasan camiones y que, sin embargo, puede ser levantado por 2 hombres, uno a cada extremo), sino también muelles flotantes y hasta pangas, como unas 40 que navegan desde hace años en Campeche.

Estéticamente es una estructura llamativa y muy práctica. Ver detalle de la alternativa en la figura 3.5.

ESTACIÓN DEL TROLEBUS - EL RECREO

CUBIERTA DEL EDIFICIO PONCIANO ALTO -NORTE DE QUITO

CUBIERTA- VICERA- EMPRESA ACURIO Y ASOCIADOS - Av. La Prensa

Figura 3.5. Cubiertas planas tridimensionales tridilosa

3.5.1.4. Cubierta spline (alternativa 4)

Cubierta de spline, consiste en variaciones de curvas y arcos, unidos formando una curva denominada spline.

En tiempos modernos, la geometría de estas estructuras han permitido construir edificaciones utilitarias de gran atractivo.

Este tipo de estructuras se utilizan generalmente para salvar grandes luces, pero que no trabajarán bajo cargas vivas grandes o continuas como coliseos, campos deportivos o parques.

Los materiales que se emplea para construir son tubería estructural redonda o cuadrada. La estructura geométricamente se la desarrolla rolando los tubos hasta llegar a tener la curva requerida.

Estéticamente es una estructura llamativa, pero muy poco práctica. Ver detalle de la alternativa en la figura 3.6.

Figura 3.6. Cubierta spline

3.5.1.5. Cubierta tipo arco con perfil armado (alternativa 5)

Cubierta de estructura de alma llena, es un sistema de construcción de columnas y vigas para pórticos que conjuga modernismo estético y estructural, con detalles de terminación y acabado perfecto, lo cual es una excelente opción a la hora de satisfacer las necesidades y exigencias de los clientes, como son tiempos de producción, y capacidad de trabajo o carga de la estructura.

Brinda mayor seguridad por la calidad de su soldadura y por la esbeltez y rigidez de los miembros de la estructura. Pero es mucho más costosa en comparación a las otras alternativas de construcción.

Reduce los plazos de entrega de la obra terminada. Es ideal para la producción en serie y el aprovechamiento económico ya que optimiza recursos, minimiza los tiempos de fabricación y facilita el estibaje para transporte, debido a que los elementos se reproducen desde el ordenador a la máquina CNC (plasma).

Estéticamente son estructuras muy llamativas, pero de un costo alto. Ver detalle de la alternativa en la figura 3.7.

Figura 3.7. Cubierta Tipo Arco Con Perfil Armado

3.5.2. Selección de la alternativa

Después de estudiar las alternativas de cubiertas, sus elementos, las funciones que desempeñan, los materiales y secciones comunes para su construcción, así como las más usadas en el medio, se realiza la selección de la alternativa que más se ajuste a las condiciones y necesidades del proyecto.

Para una mejor selección de la alternativa a construir, se utilizaron algunos criterios importantes como: capacidad, condiciones de uso, estética, materiales, procesos, datos técnicos, montaje, mantenimiento, vida útil y costos.

La selección está basada en el método de calificación de alternativas de acuerdo a los criterios anteriormente mencionados en una escala del 1 al 10, además se asigna un factor de ponderación a cada criterio o parámetro de selección de acuerdo a la jerarquía o peso que tiene cada criterio con respecto a las necesidades de la estructura. En la tabla 3.1 se indica la comparación de los distintos parámetros obteniendo los ponderados según su prioridad, luego en la tabla 3.2 se obtiene el análisis de las cinco alternativas propuestas.

Luego del análisis, se deduce que la cubierta tipo arco de estructura metálica en celosía es la mejor solución acogiendo a los criterios antes evaluados. Se procede entonces al diseño estructural de la cubierta tipo arco.

Tabla 3.1. Valorización de la efectividad de las alternativas

Capacidad	Mínima	0	Máxima	10
Condiciones de Uso	Míinimo	0	Máximo	10
Estética	Poco llamativa	0	Muy llamativo	10
Materiales	Bajas propiedades del material	0	Altas propiedades del material	10
Procesos	Muchos procesos	0	Pocos procesos	10
Datos técnicos	Muy complicado o minucioso en el calculo	0	Facilidad de calculo	10
Montaje	Dificil	0	Fácil	10
Mantenimiento	Lento-costoso-difícil acceso	0	Rápido-barato-fácil acceso	10
Vida útil	Baja-poca	0	Alta-larga duración	10
Costos	Altos	0	Bajos	10

Tabla 3.2. Evaluación del peso específico de cada criterio

CRITERIO	Capacidad	Condiciones de Uso	Estética	Materiales	Procesos	Datos técnicos	Montaje	Mantenimiento	Vida útil	Costos	Σ+1	PONDERADO
Capacidad		0,5	0	0	0,5	0,5	1	1	0,5	0	5	0,090
Condiciones de Uso	0,5		0	0	0,5	0	0,5	1	0	0	3,5	0,063
Estética	1	1		1	1	0	1	0,5	0	0	6,5	0,117
Materiales	1	1	0		0,5	0	1	1	0,5	0,5	6,5	0,117
Procesos	0,5	0,5	0	0,5		1	1	1	1	0	6,5	0,117
Datos técnicos	0,5	0,5	1	1	1		1	1	0,5	0,5	8	0,144
Montaje	0	0,5	0	0	0	0		0,5	0	0	2	0,036
Mantenimiento	0	0	0,5	0	0	0	0,5		0,5	0,5	3	0,054
Vida útil	0,5	1	1	0,5	0	0,5	1	0,5		0,5	6,5	0,117
Costos	1	1	1	0,5	1	0,5	1	0,5	0,5		8	0,144
										SUMA	55,5	1

* Valorización de la importancia de los criterios.

1 si el criterio (o solución) de las filas es superior (o mejor; >) que el de las columnas

0,5 si el criterio (o solución) de las filas es equivalente (=) al de las columnas

0 si el criterio (o solución) de las filas es inferior (o peor; <) que el de las columnas

Tabla 3.3. Evaluación de las alternativas

FACTOR DE PONDERACIÓN	Criterios	Cubierta a dos aguas		PONDERACIÓN	Cubierta tipo arco		PONDERACIÓN	Cubiertea tipo tridilosa		PONDERACIÓN	Cubierta spline		PONDERACIÓN	Cubierta de alma llena		PONDERACIÓN
0,090	Capacidad	9	0,811	0,109	9	0,811	0,102	8	0,721	0,097	7	0,631	0,096	8	0,721	0,107
0,063	Condiciones de Uso	6	0,378	0,051	10	0,631	0,080	9	0,568	0,076	7	0,441	0,067	8	0,505	0,075
0,117	Estética	5	0,586	0,079	9	1,054	0,133	10	1,171	0,157	10	1,171	0,178	10	1,171	0,174
0,117	Materiales	7	0,820	0,110	8	0,937	0,118	7	0,820	0,110	6	0,703	0,107	6	0,703	0,104
0,117	Procesos	10	1,171	0,157	5	0,586	0,074	5	0,586	0,079	4	0,468	0,071	4	0,468	0,070
0,144	Datos técnicos	7	1,009	0,135	9	1,297	0,164	10	1,441	0,194	7	1,009	0,153	7	1,009	0,150
0,036	Montaje	10	0,360	0,048	7	0,252	0,032	5	0,180	0,024	5	0,180	0,027	5	0,180	0,027
0,054	Mantenimiento	8	0,432	0,058	5	0,270	0,034	5	0,270	0,036	5	0,270	0,041	5	0,270	0,040
0,117	Vida útil	5	0,586	0,079	8	0,937	0,118	7	0,820	0,110	6	0,703	0,107	6	0,703	0,104
0,144	Costos	9	1,297	0,174	8	1,153	0,145	6	0,865	0,116	7	1,009	0,153	7	1,009	0,150
SUMA			**7,450**	1		**7,928**	1		**7,441**	1		**6,586**	1		**6,739**	1

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

Este proyecto se lo realiza con el método de diseño denominado LRFD es decir diseño por factor de carga y resistencia.

En el método LRFD, las cargas de servicio (Qi) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λi) que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las "Cargas factorizadas" usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas. El diseño se realiza de acuerdo con la ecuación siguiente [2.9].

$$R_u \leq \phi R_n \qquad [2.9]$$

Los combos del 1 al 7 son las Combinaciones de carga del apartado 2.4.2.

1. 1.4(D+F) [2.10]
2. 1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r o S o R) [2.11]
3. 1.2D+1.6(L_r o S o R)+(L o 0.8W) [2.12]
4. 1.2D+1.6W+L+0.5(L_r ó S ó R) [2.13]
5. 1.2D+1.0E+L+0.2S [2.14]
6. 0.9D+1.6W+1.6H [2.15]
7. 0.9D+1.0E+1.6H [2.16]

La estructura se dimensiona para que tenga una resistencia ultima de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. La resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (Rn) del miembro estructura, multiplicada por un factor de resistencia φ que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el Ingeniero intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Además esos factores se ajustaron un poco para lograr una mayor confiabilidad y uniformidad en el diseño. Lo anterior se puede resumir de la siguiente manera:

$$\sum \lambda i Qi \leq \varphi Rn$$

Donde el miembro de la izquierda corresponde a la suma de los productos de los efectos de las cargas en la estructura y factores de carga; y el derecho corresponde a la resistencia o capacidad del elemento estructural.

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo se procede a realizar el análisis y el diseño de la estructura de acero, como el del pórtico de acuerdo a las especificaciones dadas por la AISC 2005 para el diseño de miembros estructurales de acero.

Tabla 4.1. Características generales de la nave

Nave industrial	
Ítem	**Característica**
Tipo de pórtico	Arco Carpanel; celosía
Luz del pórtico	24 m
Ancho entre pórticos	6.48 m
Radio	r1: 27093 mm y r2: 3082 mm
# de pórticos	7
Longitud de la nave industrial	38.8 m
Perfilería para columnas y dinteles	Tubo estructural redondo ASTM A-500, TUBO SCH 80 Y planchas ASTM A-36
Largueros de techo	Tubo estructural redondo A-500
Forro metálico de techo	Panel AR-2000 e= 0.6mm Peso =5.40 kg/m^2

Para realizar el diseño se toman en cuenta ciertas consideraciones, son las dimensiones del espacio y los materiales que se van a usar. En la tabla 4.1, se detallan las características generales de la estructura de la cubierta de la cancha de baloncesto, en la tabla 4.2 se presenta las dimensiones de la nave.

Tabla 4.2. Dimensiones de la nave

Longitud de la nave industrial	40.32	m
Luz del portico	24.71	m
Separación entre porticos o vano	6.48	m
Correas	6.48	m
Alero frontal y posterior	0.72	m
# Pórticos	7	U
# Vanos	6	U
Distancia total de los vanos	38.88	m
Altura total	14	m
Altura de las columnas	8.12	m
Altura del arco carpanel	5.88	m

4.1.1 DISEÑO DE FORMA.

Para el diseño de forma, se realizó un análisis de selección de alternativas así como visitas a diferentes empresas metalmecánicas dedicadas a la ejecución de este tipo de proyectos industriales. También se consultó los reglamentos de la FIBA para determinar el área y los espacios adecuados; ver capítulo III.

Con lo antes expuesto y con las dimensiones requeridas de acuerdo al predio (ver tabla 4.1), se inicia el análisis con el planteamiento del diseño de forma mostrado en la figura 4.2.

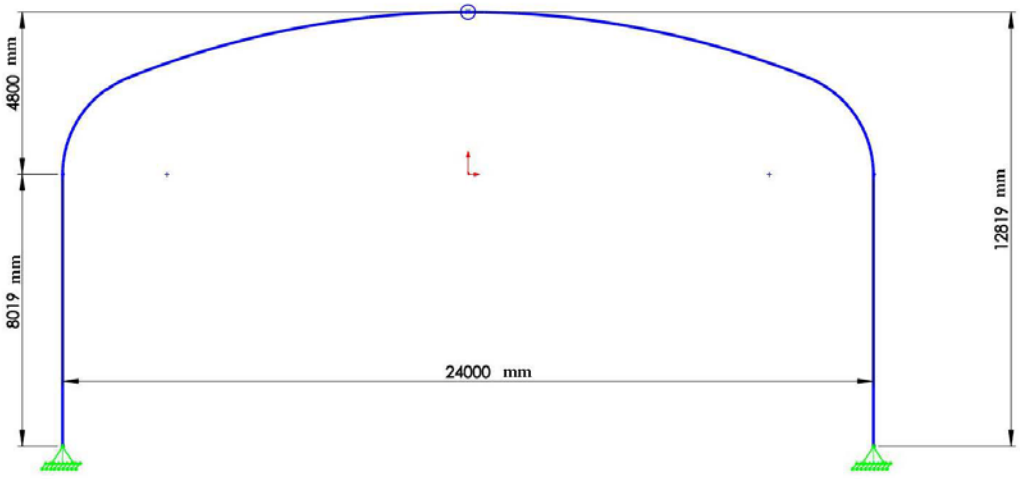


Figura 4.1. Diseño de forma

Es típico del arco generar empujes horizontales sobre los apoyos. La existencia de estas componentes horizontales en las reacciones, pese a que las cargas externas sean verticales, es un hecho que caracteriza a los arcos y los diferencia de las vigas. Los empujes se deben a la imposibilidad de desplazamiento de los estribos o impostas, y no a la forma curva de la pieza, ya que los empujes bajo cargas verticales no aparecen si faltan los estribos que impidan la apertura del arco.

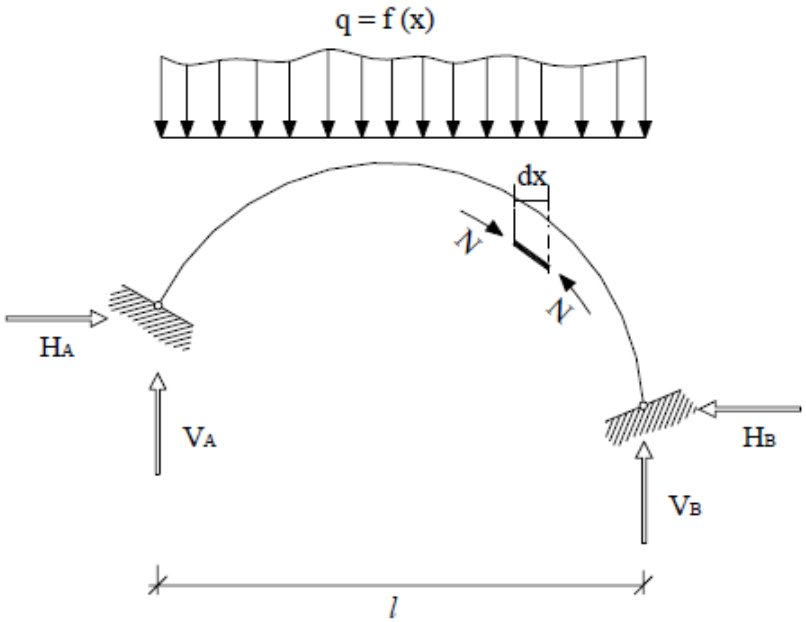


Figura 4.2. Carga vertical, componentes horizontales en las reacciones y esfuerzos longitudinales de contrarresto en un arco

La forma curva del arco es la unión de tres circunferencias tangentes entre sí, Con respecto a este parámetro fundamental en el diseño del arco, el rebajamiento, que determina la relación entre la flecha del arco y su luz, existen dos características íntimamente unidas a la decisión del proyectista de fijar esta magnitud: la estética y el valor del empuje sobre los estribos.

En lo que se refiere a diseño, para determinar una relación entre la flecha y la luz en los arcos que sirva como tanteo inicial, existe concordancia entre los diversos autores. Así, Torroja (1996) consideró un intervalo comprendido entre 1/5 y 1/7, valor este último que Regalado (1999) aumenta a 1/8, que es la relación más satisfactoria visualmente, mientras que asegura que 1/5 es la más eficaz.

Por debajo de un rebajamiento de 1/10, los efectos diferidos y accidentales de segundo orden (retracción, fluencia, temperatura, asientos, etc.) aumentan considerablemente, sobre todo en arcos empotrados y relativamente rígidos. Si el proyectista se mueve en el rango adecuado, dichos efectos no parecen que planteen problemas dignos de consideración.

En fin, el rebajamiento no puede aumentarse excesivamente, no sólo por el excesivo aumento de los empujes horizontales, sino porque se llegaría a un fenómeno de flexión excesiva, e incluso de pandeo ayudado por el acortamiento de la directriz, fenómeno que puede agravarse en los puentes de hormigón, por efecto de la deformación lenta. Fueron precisamente los movimientos de este género en un arco muy rebajado los que condujeron a Freyssinet a inventar su maniobra de apertura de clave (Torroja; 1996).

Por el contrario, al disminuir el rebajamiento más allá de 1/4, el empuje va disminuyendo más lentamente que aquél y pierde interés el peraltado frente a los inconvenientes que lleva consigo (pandeo lateral, etc). Por ello, no se adoptan normalmente estos peraltes sin otras razones que induzcan a ello: forma del valle, aspecto estético, etc. (Torroja, 1996).

Para la flecha del arco de la cubierta de la cancha de baloncesto:

$$L\text{=24m = 24000mm}$$

$$f = \frac{L}{5} = \frac{24000mm}{5} = 4800\ mm$$

4.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS EN LA ESTRUCTURA

4.2.1. DETERMINACIÓN DE LA CARGA MUERTA

La cantidad de elementos de la estructura, su peso unitario y el peso total de la estructura se pueden ver en la tabla 4.3. Para ver los detalles de cada elemento ir al Anexo A3.

Tabla 4.3. Pesos y cantidades de los elementos estructurales

ITEM	DENOMINACIÓN	Peso Unitario kg	CANTIDAD #	PESO TOTAL kgf
1	Columna inicio	688.42	2	1376.84
2	Columna final	688.42	2	1376.84
3	Columnas intermedias	694.17	10	6941.75
4	Dintel	153.05	12	1836.62
5	Cercha derecha	717.21	7	5020.47
6	Cercha izquierda	717.21	7	5020.47
7	Correas inicio	67.96	22	1495.20
8	Correas intermedias	61.22	88	5387.45
9	Correas final	67.96	22	1495.20
			PESO TOTAL kgf	**29950.82**

El número total de paneles y el peso total de la cubierta de estilpanel se ve en la tabla 4.4:

Tabla 4.4. Peso de la cubierta

# TOTAL DE PANELES AR -2000	PESO kgf
195	7666

La carga muerta que es el peso combinado de la estructura, la cubierta y otros elementos (ver apartado 2.5.1.1), se calcula en la ecuación [4.1].

$$D=29950.82 + 7666 = 37616.82.64\ kgf \qquad [4.1]$$

Para el análisis, el programa SAP2000 pone automáticamente el peso propio de la estructura en el modelo. El valor obtenido en la ecuación 4.1 se usa para calcular otras cargas.

4.2.2. DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA

Para la determinación de la carga viva, se usan las normas ASCE/SEI 7/05 (ver apartado 2.5.1.2). El valor de la carga viva por metro cuadrado es decir $L = 70\ \frac{kgf}{m^2}$. Para determinar el valor que se debe introducir en el SAP2000 se

debe transformar esta carga de área en su equivalente lineal. La carga se va a aplicar como carga vertical en las correas, ver la ecuación [4.2].

$$L = \frac{70\ \text{kgf/m}^2 \times A_{tributaria}}{\#correas \times l_{correa}} = \frac{70 \times 996}{22 \times 40.32} = 78.61\frac{kgf}{m} \quad [4.2]$$

Usando el mismo principio es necesario hallar L_r la carga viva de la cubierta, ver la ecuación [4.3]:

$$L_r = \frac{7666\ kgf}{\#correas \times l_{correa}} = \frac{7666}{22 \times 40.32} = 8.64\frac{kgf}{m} \quad [4.3]$$

Para ver como se aplican estas fuerzas ver las figuras A2.1 y A2.2 del Anexo A2.

4.2.3. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO

El primer paso es hallar la presión dinámica del viento, ver la ecuación [2.18]:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

El factor de importancia es *I=1.15* ver tabla 2.4. El coeficiente de topografía K_{zt}*=1*. El coeficiente de exposición de la presión de la velocidad se calcula con la ecuación [2.19], tomando los valores de *α* y *Zg* de la tabla 2.5 y *z=8 m* altura:

$$K_z = 2.01\left(\frac{z}{z_g}\right)^{\frac{2}{\propto}} = 2.01\left(\frac{8}{365.76}\right)^{\frac{2}{7}} = 0.67$$

El coeficiente de direccionalidad del viento se toma de la tabla 2.6 es K_d=0.85. Y la velocidad máxima del viento en el predio es de 20 m/s (ver apartado 2.3.2.3), reemplazando en la ecuación [2.18]:

$$q_z = 0.613 \times 0.67 \times 1 \times (20)^2 \times 1.15 = 190.15\frac{N}{m^2} = 19.39\frac{kgf}{m^2}$$

Ahora q_h, se calcula para la altura *h*=11 m, desde la base de la columna hasta el nivel medio del techo,

$$K_z = 2.01\left(\frac{h}{z_g}\right)^{\frac{2}{\propto}} = 2.01\left(\frac{11}{365.76}\right)^{\frac{2}{7}} = 0.74$$

$$q_h = 0.613 \times 0.74 \times 1 \times (20)^2 \times 1.15 = 208.26 \frac{N}{m^2} = 21.24 \frac{kgf}{m^2}$$

Se calcula r la relación altura de la columna - longitud del pórtico (luz):

$$r = \frac{h}{L} = \frac{11}{24.71} = 0.27 \quad [4.4]$$

Entonces, de la tabla 2.7, se tiene $0 < r < 0.2$, se obtiene C_p :

Para el primer cuarto a barlovento:

$$C_p = -0.9 \quad [4.5]$$

Para la parte central:

$$C_p = -r - 0.7 = -0.97 \quad [4.6]$$

Para el último cuarto:

$$C_p = -0.5 \quad [4.7]$$

Tabla 4.5. Coeficientes de presión de viento en la cubierta

	Primer cuarto a barlovento	**Parte central**	**Último cuarto sotavento**
$\mathbf{C_p}$	-0.9	-0.97284	-0.5

Según la tabla A1.1 del Anexo 1, los coeficientes de presión C_p para las paredes son los que se muestran en la tabla 4.6, la relación de dimensiones necesarias para el coeficiente de presión externa: *L*=24.71 m (luz) y *B*= 40.32 m (profundidad):

$$\frac{L}{B} = 0.61281 \quad [4.8]$$

Tabla 4.6. Coeficientes de presión de viento en las paredes

Superficie	$\boldsymbol{\frac{L}{B}}$	$\boldsymbol{C_p}$
Pared en Barlovento	Todos los valores	0.8
Pared en Sotavento	0.61281	-0.5
Pared Lateral	Todos los valores	-0.7

Los coeficientes de presión interna son, según la tabla 2.8, GC_{pi} = 0.55 y GC_{pi}=0.55. Se calcula la presión interna, ver ecuación [4.9].

$$q_i = q_h \mathrm{GC_{pi}} = 21.2384 \frac{kgf}{m^2} \times 0.55 = 11.68 \frac{kgf}{m^2} \quad [4.9]$$

El paso final es determinar la presión en cada parte de la estructura y cubierta, para esto se usa la ecuación [2.22], $p = q \times C_p - q_i \times GC_{pi}$, los resultados se encuentran en la tabla 4.7.

De la misma manera que la carga viva y la carga muerta, es necesario transformar los valores de la carga de viento de kg/m^2 a kg/m para poder usar los valores en el SAP2000. La carga se aplica a las siete columnas laterales, es la misma para las columnas internas y la mitad para las externas (ver Tabla A2.2 en el Anexo 2).

Tabla 4.7. Presión del viento en la estructura

Superficie	**q (kg/m^2)**	**C_p**	**Presión Neta en (kg/m^2)**	
			+GC_{pi}	-GC_{pi}
Pared a Barlovento (q_z)	19.39	0.8	24.87	1.51
Pared a Sotavento (q_h)	21.24	-0.5	2.66	-20.71
Paredes Laterales (q_h)	21.24	-0.7	-0.96	-24.32
Primer cuarto de la cubierta a Barlovento (q_z)	19.39	-0.9	-3.15	-26.52
Parte media de la cubierta (q_h)	21.24	-0.97284	-5.88	-29.24
Último cuarto a Sotavento (q_h)	21.24	-0.5	2.66	-20.70

A continuación, en la ecuación [4.10], se realiza un ejemplo de cálculo para la carga de viento la pared a barlovento con presión interna positiva aplicada a las columnas internas.

$$q_{pared\ barlovento} = \frac{24.87\frac{kgf}{m^2} \times A_{tributaria}}{\#vanos \times h_{columna}} = \frac{24.87 \times 315.86}{6 \times 8.12} = 161.16\ \frac{kgf}{m} \qquad [4.10]$$

Para ver el valor y detalle de las fuerzas de la carga de viento en las diferentes partes de la estructura ver la tabla A2.2 y para ver la aplicación de la carga de viento en la estructura en el SAP2000 ver las figuras A2.6 hasta A2.10 en el Anexo 2.

4.2.4. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE SISMO

El primer paso para determinar la carga de sismo es hallar S_S la máxima aceleración espectral en períodos cortos de tiempo: se establece que $S_S = 0.5$ (ASCE/SEI 7; 2006; pág. 141). Se calcula S_{MS} con la ecuación [2.30]:

$$S_{MS} = F_a S_S = 1.4 \times 0.5 = 0.7$$

Después se calcula S_{DS} , con la ecuación [2.29]:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.7 = 0.47$$

A continuación, se calcula C_s con la [2.24]:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} = \frac{0.47}{\frac{8}{1.25}} = 0.073$$

Finalmente se calcula *V*, la fuerza lateral cortante en la base con la ecuación [2.23]: $V = C_s W$

Se calcula *W* igual a la carga muerta más 25% de la carga viva, ver ecuación [4.10].

$$W = 37616.2 + 0.25 \times 70 \times A_{tributaria} = 55047.5\ \text{kgf} \qquad [4.10]$$

Entonces,

$$V = 0.073 \times 55047.5\ \text{kgf} = 4013.9\ \text{kgf} \qquad [4.11]$$

Por lo tanto la carga sísmica es *E*=4013.9 kgf. Para aplicar esta carga en el SAP2000, se la divide para el número de columnas, ver ecuación [4.12].

$$E_{columna} = \frac{4013.9}{14} = 286.71 \text{ kgf} \quad [4.12]$$

La carga sísmica se aplica en dirección del eje *X* y en dirección del eje *Y*, y en los sentidos positivos y negativos de estos ejes ver las figuras A2.3 y A2.4 del Anexo 2.

4.3. PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA

4.3.1. DISEÑO DE LA CORREAS

Las correas se fijaran al cordón superior de la armadura tipo arco por medio de ángulos soldados al cordón y atornillados en cada una de las correas.

Tabla 4.8. Características del pórtico

Luz del pórtico, l	24,71	**[m]**
Separación entre pórticos o vano	6,480	**[m]**
Luz de las correas	6,480	**[m]**
Separación entre correas, s	1,500	**[m]**
Alero frontal y posterior	0,72	**[m]**
Peso del material de la cubierta, d	7,000	**[kgf/m^2]**
Carga viva mínima para cubiertas, l	70,000	**[kgf/m^2]**
Carga viva de cubierta montaje, lr	6,150	**[kgf/m^2]**
Acción del viento correas presión neta evaluada con presión interna positiva, w+	-5,880	**[kgf/m^2]**
Acción del viento correas presión neta evaluada con presión interna negativa, w-	-29,240	**[kgf/m^2]**
SUPOSICIÓN – ESCOJEMOS UN TUBO ESTRUCTURAL REDONDO		
TER Ø=5"x3mm, PESO	9,170	**[kgf/m]**
Ø EXTERIOR	127	**[mm]**
Ø INTERIOR	124	**[mm]**
Espesor, e	3	**[mm]**

CARGAS

D =		(7	x	1,5)	+	9,17	=	19,670		[kgf/m]
L =		(70	x	1,5)			=	105,000		[kgf/m]
Lr =	(	6,15	x	1,5	)		=	9,225		[kgf/m]
W+ =	(	-5,88	x	1,5	)		=	-8,820		[kgf/m]
W- =	(	-29,24	x	1,5	)		=	-43,860		[kgf/m]

Combinaciones de carga; determinación de la carga critica ***q***.

1.-	1,4	(	D	+	F	)																									
			19,670		-																								=	**27,538**	**[kgf/m]**
2.-	1,2	(	D	+	F	+	T	)	+	1,6	(	L	+	H	)	0,5	(	Lr	o	S	o	R	)								
			19,670		-		-					105,000		-				9,225		-		-							=	**196,217**	**[kgf/m]**
3.-	1,2	D	+	1,6	(	Lr	o	S	o	R	)	+	(L	o	0,8	W	)														
		19,670				9,225		-		-			105,000			-													=	**143,364**	**[kgf/m]**
		19,670				9,225		-		-			-			-8,82													=	**31,308**	**[kgf/m]**
		19,670				9,225		-		-			-			- 43,86													=	**3,276**	**[kgf/m]**
4.-	1,2	D	+	1,6	W	+	L	+	0,5	(	Lr	o	S	o	R	)															
		19,670			-8,82		105,000				9,225		-		-														=	**119,105**	**[kgf/m]**
		19,670			- 43,86		105,000				9,225		-		-														=	**63,041**	**[kgf/m]**
5.-	1,2	D	+	E	+	L	+	0,2	S																						
		19,670		-		105,000			-																				=	**128,604**	**[kgf/m]**
6.-	0,9	D	1,6	W	+	1,6	H																								
		19,670		-8,82			-																						=	**3,591**	**[kgf/m]**
		19,670		- 43,86			-																						=	**-52,473**	**[kgf/m]**
7.-	0,9	D	+	1,0	E	+	1,6	H																							
		19,670			-			-																					=	**17,703**	**[kgf/m]**

Debido a la forma del techo se tiene la siguiente inclinación θº, se tienen las siguientes componentes, como se muestra en las siguientes figuras.

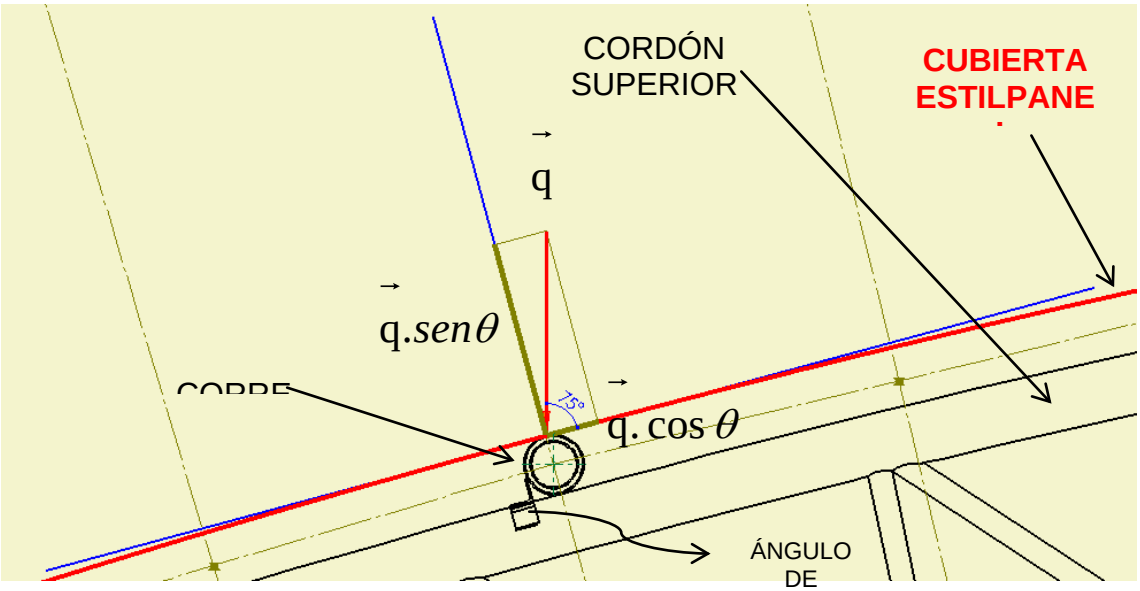


Figura 4.3. Ángulo de inclinación

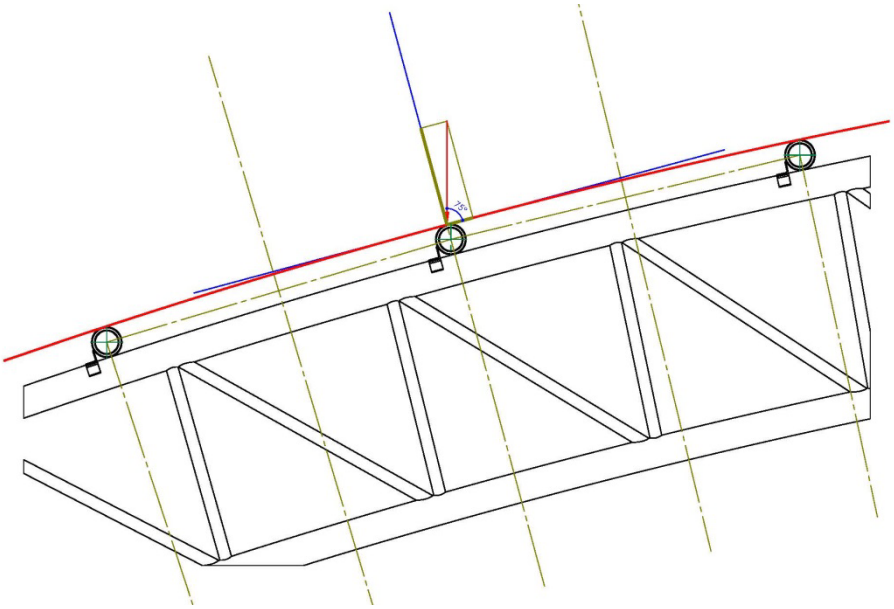
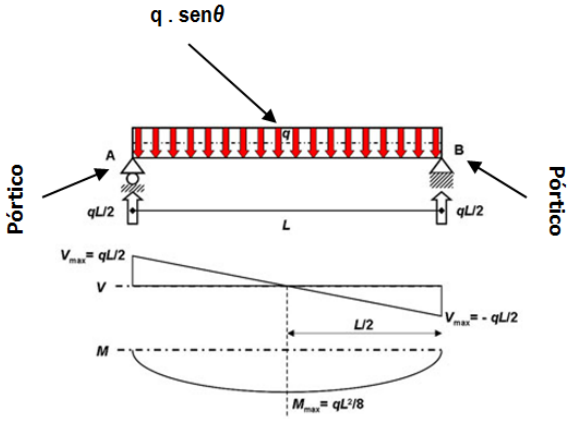
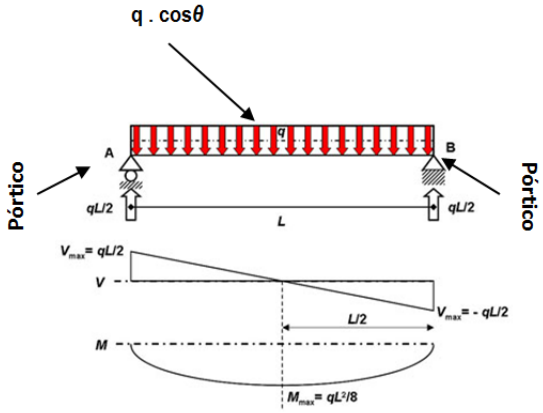


Figura 4.4. Área portante de cada correa

Tabla 4.9. Cálculo de las correas



(a) Componentes del momento perpendicular



(b) Componentes del momento tangencial

$V(x) = qL/2 - qx$ (Fuerza Cortante)

$M(x) = qLx/2 - qx^2/2$ (Momento Flector)

θ= 75 °

θ= 1,31 rad

x_A = 0,000 [m]

x_{med} = 3,24 [m]

x_B = 6,48 [m]

q . sen**θ**

189,5305849 [kgf/m]

R_{AY} =	614,079	[kgf]
R_{BY} =	614,079	[kgf]

	x_A	x_{med}	x_B
V =	614,079	0	- 614,079
M =	0	994,808	0
		$M_{máx}$	

q . cos**θ**

50,78456716 [kgf/m]

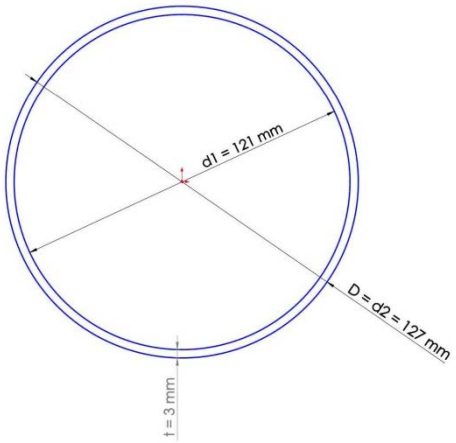
R_{AY} =	164,542	[kgf]
R_{BY} =	164,542	[kgf]

	x_A	x_{med}	x_B
V =	164,542	0	- 164,542
M =	0	266,558	0
		$M_{máx}$	

$M_{máx}$ = 994,81 **[kgf-m]**

Selección del perfil y tipo de material:

PERFIL TUBULAR CIRCULAR:



	D ext = Ø ext		127	mm
	"t" espesor		3	mm
ASTM A-500	E	=	2038901,9	[kg-f/cm^2]
	Fy	=	3234,12	[kg-f/cm^2]

Clasificación de la sección según tipo de pandeo

flexión	COMPACTA	$D/t < \lambda_p$	42,33	<	44.13		Cumple
	NO COMPACTA	$\lambda p < D/t < \lambda_r$	44.13	<	42,33	< 195,44	No Cumple
	ESBELTA	$D/t > \lambda_r$	42,33	>	195,44		No Cumple

compacto	λ_p= 0,07 E/Fy	44,13
no compacto	λr = 0,31 E/Fy	195,44

DISEÑO DE LA CORREA A FLEXIÓN

El miembro de sección tubular circular debe cumplir una razón D/t menor que 0.45E/Fy.

RAZÓN			
D/t	<	0,45 E / Fy	
42,33	<	283,7	CUMPLE

La resistencia de flexión nominal, Mn, debe ser el menor valor obtenido, evaluado a fluencia y pandeo local.

RESISTENCIA DE FLEXIÓN NOMINAL Mn:

1.- FLUENCIA

Mn = Mp = Fy.Z

Mn = **1492,13** **[kgf.m]**

Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, cm^3 (mm^3)

$$Z = Sp = \frac{d_2^3 - d_1^3}{6}$$

Z = 4614 mm^3

Z = 46,14 cm^3

2.- PANDEO LOCAL

a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local

Por lo tanto:

Resistencia de diseño en flexión ; $\Phi_b M_n$

Φ_b = 0,9

$\Phi_b . M_n$ = 1342,91 [kgfm]

Como: $M_{máx} < \phi_b . M_n$

$999.81[kgf.m] < 1392.91[kgf.m]$

El perfil seleccionado cumple

4.3.2. DISEÑO DE LA CERCHA

La cercha tipo arco de carpanel, está compuesta por miembros rígidos de sección tubular, unidos entre sí en sus extremos, este punto de intersección se denomina nodo. Los miembros están dispuestos en forma de triángulos; como se muestra en la figura 4.5.

Existen tres tipos de miembros: Miembros de la cuerda superior, miembros de la cuerda inferior, miembros del alma (diagonales y montantes).

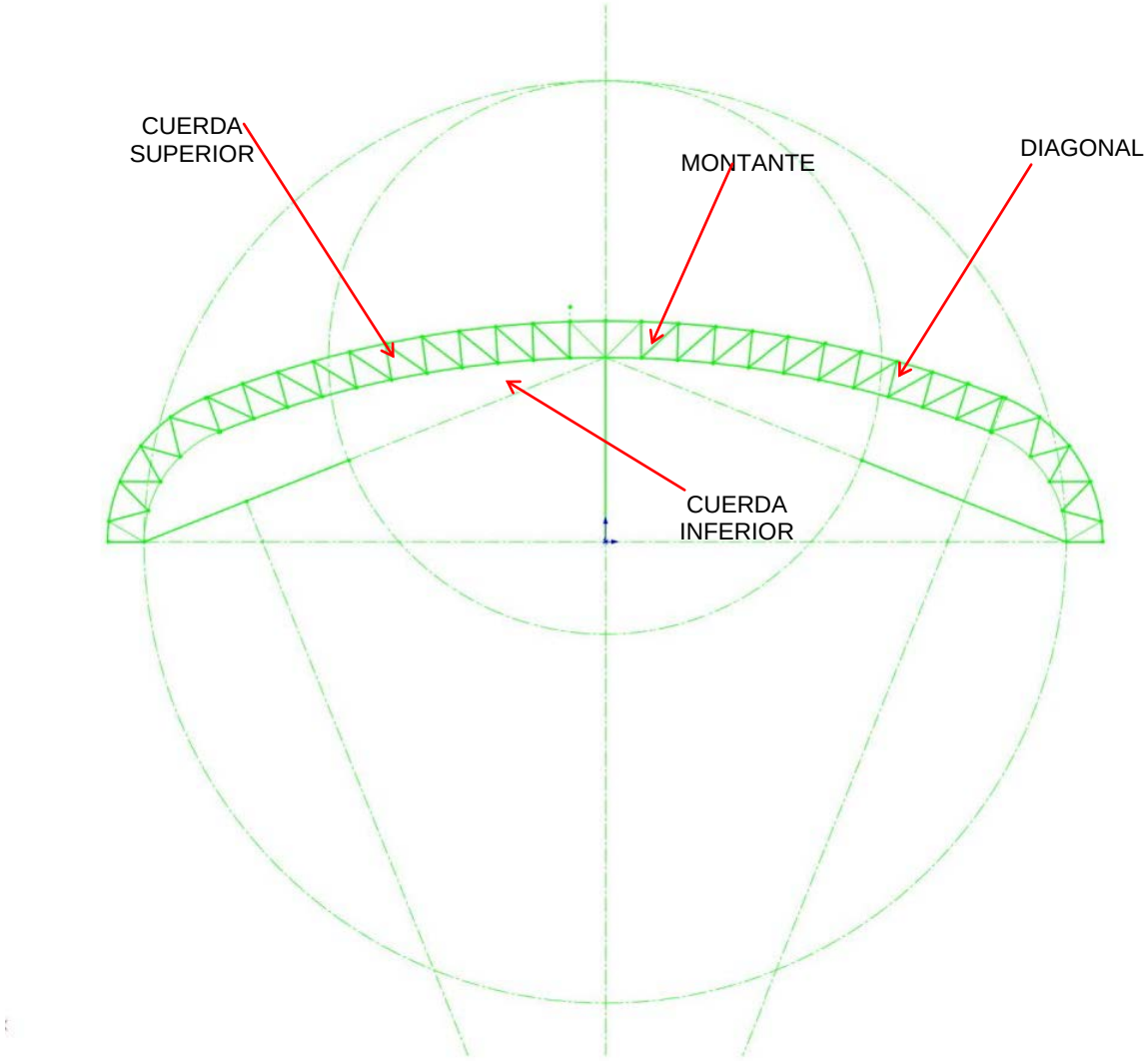


Figura 4.5. Diseño de cercha

Las principales suposiciones de comportamiento son: Las uniones de los miembros de la armadura es decir los nodos son libres de rotar. Los miembros que componen la armadura de la cercha están sometidos solo a fuerzas de tracción y compresión. Las cargas externas se aplican en los nodos de la

armadura. Las líneas de acción de las cargas externas y reacciones de los miembros de la armadura, pasan a través del nodo para cada unión de la armadura. Se utilizará perfiles de sección circular.

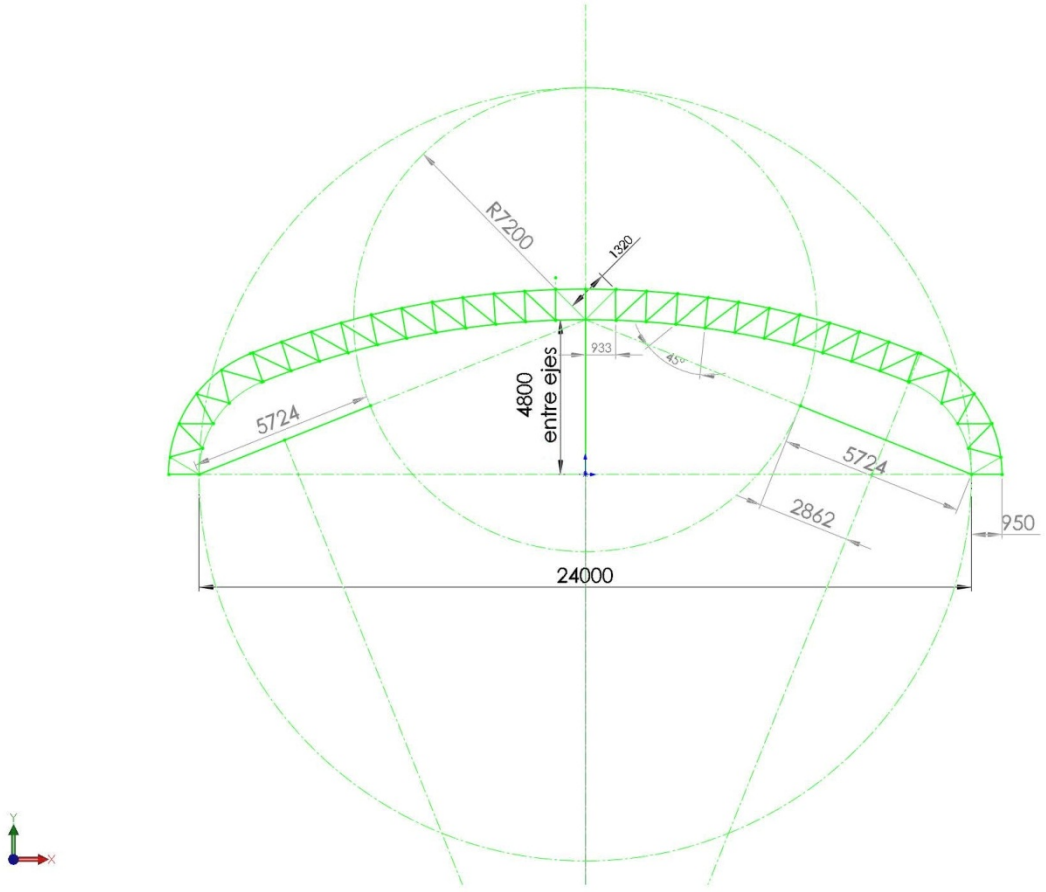


Figura 4.6. Dimensiones de la cercha

La relación canto-luz, en los arcos de tablero superior y sección armada suelen tener canto comprendidos entre $^1/_{50}$ a $^1/_{80}$ de la luz. Si el tablero está suspedido y atiranta el arco, las relaciones descienden a $^1/_{140}$ a $^1/_{190}$. Si la tipología adoptada es la de cercha los cantos aumenta a $^1/_{25}$ y $^1/_{40}$ (MANZANARES; 2001; Pág. 1.12).

Para el caso de la cercha de este proyecto se calcula el canto, con la luz, *L=24000.*

$$\frac{L}{40} \leq h \leq \frac{L}{25}$$

$$\frac{24000}{40} \leq \frac{L}{25{,}26} \leq \frac{24000}{25}$$

$$600\ mm \leq 950mm \leq 960\ mm$$

$$h \approx 950mm$$

4.3.3. DISEÑO DEL DINTEL (CELOSÍA DE CORDONES PARALELOS)

Se tiene una distancia entre pórticos de 6480 mm, por lo tanto es la luz del Dintel.

Estimación del Canto de la celosía: Se diseña una celosía de 500 mm de canto (≈L/12,96)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{6125}{15} \leq \frac{6480}{12.96} \leq \frac{6125}{10}$$

$$408.3 \leq 500 \leq 612.5$$

$$\therefore h \approx 500$$

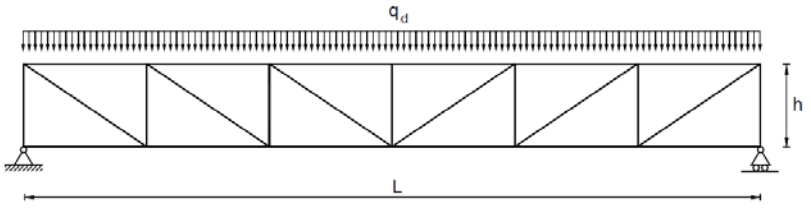


Figura.4.7. Dintel, celosía de cordones paralelos sometida a cargas gravitatorias

Pre dimensionado de los cordones:

Siendo el momento máximo de flexión: $M_{máx} = \frac{q.L^2}{8}$

Y la combinación de carga critica ***q***, es la misma que la de las correas: el combo 2, para la vertical y el combo 5 para la horizontal de compresión.

COMB 2. 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) 0,5 (Lr o S o R)

= 1,2 (182,11 + 0 + 0) + 1,6 (1729,42 + 0) 0,5 (151,942 + 0 + 0) = **3061,58** **[kgf/m]**

COMB 5. 1,2 D + E + L + 0,2 S

= 1,2 (182,11) + 571,76 + 1729,42 + 0,2 (0) = 2519,71 [kgf/m]

$$M_{máx} = \frac{(3061{,}577\ kgf/m)(6{,}480\ m)^2}{8}$$

$$M_{máx} = 16069{,}61\ kgf - m$$

Y el máximo axil en el cordón comprimido:

$$N_{máx} = \frac{M_{máx}}{h} = \frac{16069{,}61\ kgf - m}{0{,}5m}$$

$$N_{máx} = 32139{,}21\ kgf$$

Pre dimensionado a resistencia de diseño:

$$N_{máx} = \frac{q.L^2}{8.h} \leq N_{nominal} = \frac{A.f_y}{c}$$

$$N_{máx} \leq \frac{A\ .\ f_y}{c}$$

$$A \geq \frac{N_{máx}\ \cdot\ c}{f_y}$$

$$A \geq \frac{32139{,}21\ kgf}{3234{,}12\ \frac{\text{kgf}}{cm^2}} . \frac{1}{\frac{1\ cm^2}{100\ mm^2}} \times 0.9$$

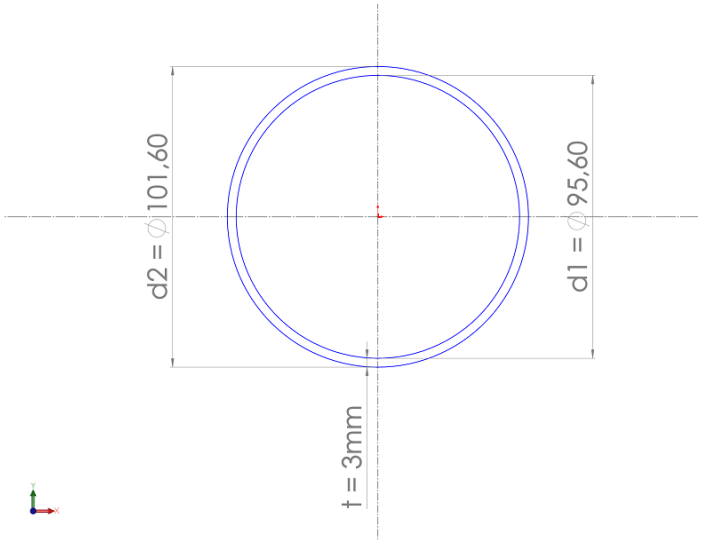
$$A \geq 894{,}38\ mm^2$$

Se adoptara un perfil estructural redondo de Ø= 4" x 3 mm espesor, de área igual a 929,28 mm^2 y de radio de giro respecto al eje x, r_x= 34,88 mm

Tabla 4.10. Cálculo del dintel

PERFIL TUBULAR CIRCULAR: Ø= 4" x 3mm

	D ext = Ø ext		101,6	mm
	"t" espesor		3	mm
ASTM A-500	E	=	2038901,9	[kg-f/cm^2]
	Fy	=	3234,12	[kg-f/cm^2]



Área de la sección transversal

$$A = \pi.(r_2^2 - r_1^2)$$

$$A = \pi.(50{,}8^{\,2} - 47{,}8^2)$$

$$A = 929{,}283\ mm^2$$

Momento de Inercia

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{4}(r_2^4 - r_1^4)$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{4}(50{,}8^4 - 47{,}8^4)$$

$$I_x = I_y = 1130352{,}09\ mm^4$$

Radio de giro mínimo

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{1130352{,}09\ mm^4}{929{,}28\ mm^2}}$$

$$r_x = r_y = 34{,}88\ mm$$

Pre dimensionado a pandeo por flexión:

Al no haber diseñado aún la triangulación de la celosía no se conoce la longitud de pandeo. Se limita está para cumplir la condición de esbeltez reducida máxima:

Límite de Esbeltez y longitud efectiva del cordón superior.

$$\frac{KL}{r} < 200$$

Siendo K=1; $\frac{L_{barra}}{r} < 200 \rightarrow L_{barra} < 200.(34{,}88mm)$

$$L_{barra} < 6975{,}28\, mm$$

Como la Longitud de la barra es de 6480 mm cumple.

Tabla 4.11. Clasificación de la sección según pandeo local

flexión	COMPACTA	D/t < λ_p	33,87 < 44	Cumple
	NO COMPACTA	$\lambda p < D/t < \lambda_r$	44 < 33,87 < 195,43	No Cumple
	ESBELTA	D/t > λ_r	33,87 > 195,44	No Cumple
		compacto λp = 0,07 E/Fy	44,13	
		no compacto λr = 0,31 E/Fy	195,43	

Pre dimensionado a deformación:

Considerando que el canto de la celosía es de 500 mm y los cordones se dimensionas con 2 perfiles de TER Ø=4" - Ø=101.6mm x 3mm, el momento de inercia del conjunto será igual a:

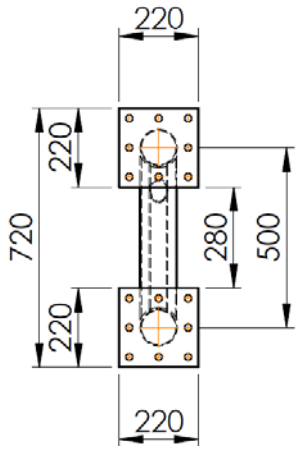


Figura 4.8. Sección de la celosía

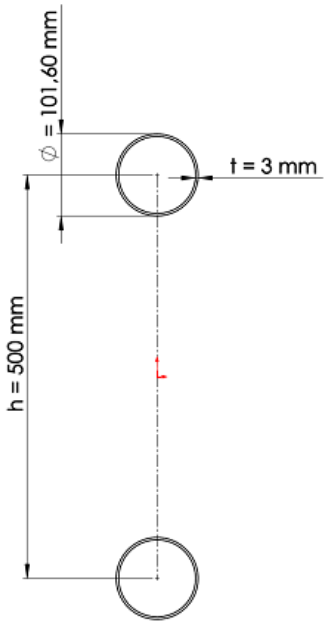


Figura 4.9. Gráfico para calcular el momento de inercia

$$I_{x-conjunto} = 2\left[I_{x\ del\ cordón} + A_{cordón}\left(\frac{h}{2}\right)^2\right]$$

$$I_{x\ del\ cordón} = \frac{\pi}{64}[101{,}6^4 - (101{,}6 - 2(3))^4]$$

$$I_{x\ del\ cordón} = \frac{\pi}{64}[72342533{,}94]$$

$$I_{x\ del\ cordón} = 1130352{,}09\ mm^4$$

$$I_{x-conjunto} = 2\left[1130352.09\ mm^4 + 929{,}28mm^2\left(\frac{500mm}{2}\right)^2\right]$$

$$I_{x-conjunto} = 118421079{,}2\ mm^4$$

Todos los datos geométricos, se han obtenido a partir de las propiedades proporcionadas por el programa SOLIDWORKS.

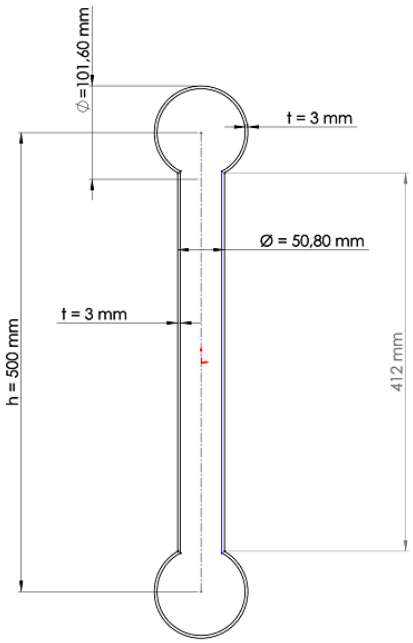


Figura 4.10. Momento de Inercia del conjunto junto con los montantes y diagonales

$$I_{x-conjunto} = 141530474.48\ mm^4$$

Siendo la flecha máxima igual a:

$$f_{máx} = \frac{5\ .\ q\ .\ L^4}{384.\ E.\ Iy}$$

$$f_{máx} = \frac{5\ .(3{,}06\ kgf/mm)\ .(6480mm)^4}{(384)\ .\ 20389{,}02\ \frac{kgf}{mm^2}\ .\ (14150474{,}48\ mm^4)} = 24{,}36mm$$

$f_{máx\ aprox.} = 1{,}15\ \frac{5\ .\ q\ .L^4}{384.\ E.\ Iy}$

f_{max}=24,36 $mm\ <\frac{L}{300}$

f_{max}=24,36 $mm\ < 240\ mm$

Cumple la limitación de flecha.

Pre dimensionado de los montantes y diagonales:

Para el pre dimensionado de los montantes y diagonales es necesario conocer la geometría interna de la celosía. Se adopta la geometría de la figura 5.11, siendo las cargas puntuales P correspondientes a la combinación 2 según la LRFD, igual a:

$P = \frac{3061{,}577\frac{kgf}{m}.\ 6{,}480m}{10\ (montantes)} =\ 1983{,}90kgf$; siendo la mitad en los nudos extremos.

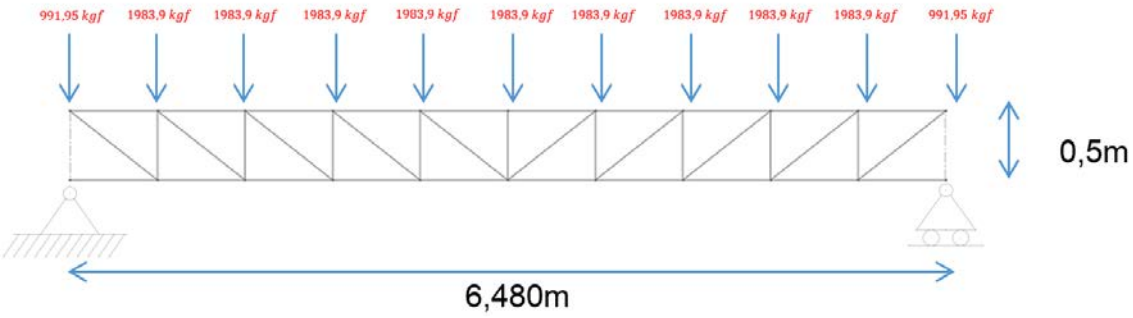


Figura 4.11. Esquema de cargas en la celosía

Aplicando el método de Ritter, se corta la celosía en el punto indicado figura 5.12, planteando el sumatorio de momentos en el nudo A igual a cero.

$$(9919{,}5 \times 3{,}24) - (991{,}95 \times 3{,}24) - (1983{,}9 \times 2{,}532) - (1983{,}9 \times 1{,}899)$$
$$- (1983{,}9 \times 1{,}266) - (1983{,}9 \times 0{,}633) - (N \times d) = 0$$

Siendo $tg \propto = \frac{0{,}633}{0{,}5} \rightarrow \propto = 51.69°$ $\qquad$ $Sen \propto = \frac{0{,}633}{d} \rightarrow d = 0{,}8067\ m$

Por tanto, a tracción

$$N = \frac{32139{,}18 - 3213{,}918 - 1983{,}9(2{,}532+1{,}899+1{,}266+0{,}633)}{0{,}8067} = \frac{16367{,}175}{0{,}8067} = 20289{,}047\ kgf$$

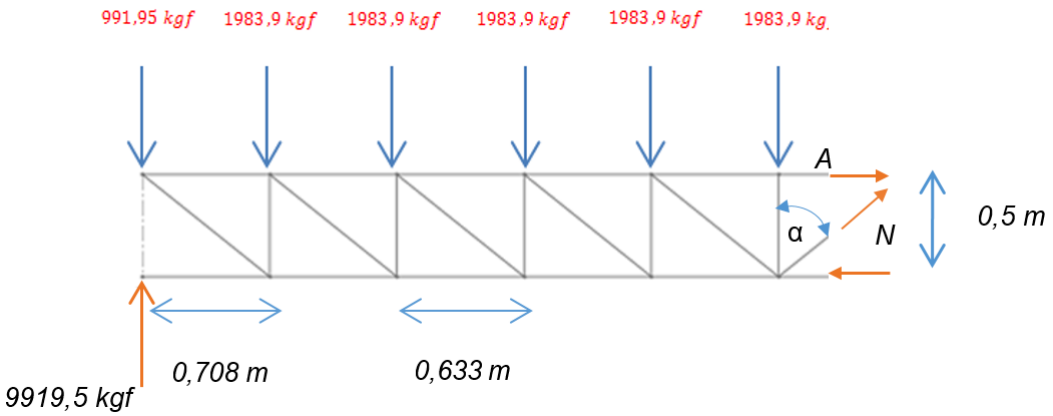


Figura 4.12. Sección de la celosía por el punto A

En cuanto al axial en el montante central, plateando sumatorio de fuerzas verticales en el nudo A se deduce que está solicitado con 1983,9 kgf (Compresión).

Predimensionado a resistencia de la diagonal:

$$A \geq \frac{20289{,}05\ kgf}{3234{,}12\frac{\text{kgf}}{cm^2}} . \frac{1}{\frac{1cm^2}{100mm^2}} \times 0.9 = 564{,}61\ mm^2$$

Predimensionado a resistencia del montante:

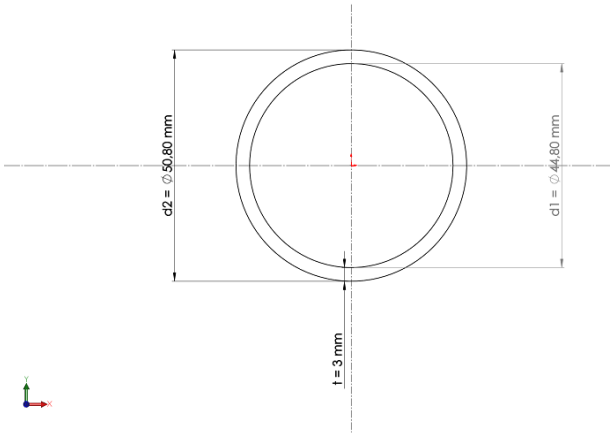
$$A \geq \frac{1983{,}9\ kgf}{3234{,}12\frac{\text{kgf}}{cm^2}} . \frac{1}{\frac{1cm^2}{100mm^2}} \times 0.9 = 55{,}21\ mm^2$$

Se adopta un perfil que cumpla con los requerimientos y que existan en el mercado, se opta por un perfil estructural redondo de Ø= 2” x 3mm espesor, de área igual a 450,50 mm^2.

Tabla 4.12. Cálculo de la cercha

PERFIL TUBULAR CIRCULAR: Ø= 2” x 3mm

	D ext = Ø ext		50,8	mm
	"t" espesor		3	mm
ASTM A-500	E	=	2038901,9	[kg-f/cm²]
	Fy	=	3234,12	[kg-f/cm²]



Área de la sección transversal

$$A = \pi.(r_2^2 - r_1^2)$$

$$A = \pi.\left(25{,}4^{\,2} - 22{,}4^2\right)$$

$$A = 450{,}50\ mm^2$$

Momento de Inercia

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{4}(r_2^4 - r_1^4)$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{4}\left(25{,}4^4 - 22{,}4^4\right)$$

$$I_x = I_y = 129173{,}1227\ mm^4$$

Radio de giro mínimo

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{129173{,}1227\ mm^4}{450{,}50\ mm^2}}$$

$$r_x = r_y = 16{,}9331\ mm$$

4.3.4. DISEÑO DE LA COLUMNA

En los comentarios de la norma, en los requisitos dimensionales de la columna, se dice que el dimensionamiento de miembros armados no puede ser descrito en términos de cálculo de tensiones y más bien está basado en juicio y

experiencia (AISC; 2005; Pág. 16-334). A continuación se describen las razones del predimensionamiento de la columna.

En general la columna se diseña para resistir fuerzas axiales que provocan pandeo (ver apartado 2.8). La columna usada en la estructura de este proyecto, es un miembro armado de tubos de sección circular.

El sistema de arriostramiento relativo, mostrado en la figura 4.13, consiste de la diagonal y un puntal que controla el movimiento en un extremo de la longitud no arriostrada, *A,* con respecto al otro extremo de la longitud no arriostrada *B*, tanto la diagonal como el puntal contribuyen a la resistencia y a la rigidez del sistema de arriostramiento relativo.

Es decir, la razón de poner arriostramientos, es para que estos absorban las grandes fuerzas producidas por los desplazamientos que sufre la columna.

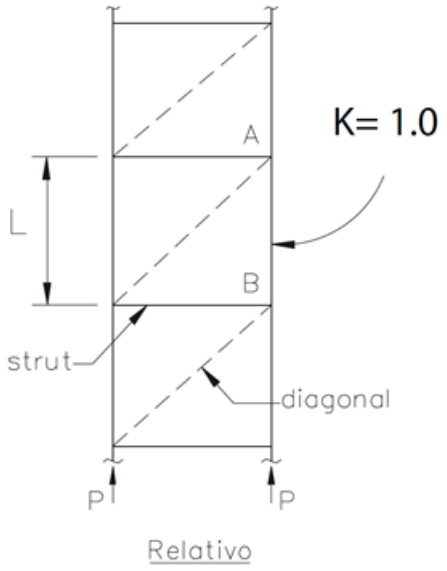


Figura 4.13. Sistema de arriostramiento relativo

Las diagonales están ubicadas para que trabajen a tensión, porque el acero funciona mejor a tracción que a compresión.

Pre dimensionamiento de la columna

La columna se pre-dimensionará con las cargas verticales factorizadas, el miembro seleccionado tendrá suficiente resistencia ante dichas cargas.

Tabla 4.13. Características del pórtico

CARGAS		# columnas	CARGAS VERTICALES DE UNA COLUMNA
Peso del material de la cubierta, d	7666 kgf	14	547.57 [kgf/columna]
Carga viva minima para cubiertas, l	70 kgf/m^2	14	4980 [kgf/columna]
Acción del viento pared a barlovento (q_z) presión neta evaluada con presión interna positiva, w+	24,87		[kg-f/m^2]
Acción del viento pared a barlovento (q_z) presión neta evaluada con presión interna positiva, w+	-1.51		[kg-f/m^2]
Peso muerto de las correas	8377.85 kgf	14	598.41 [kgf/columna]
Peso muerto de las cerchas	10040.94 kgf	14	717,21 [kgf/columna]

$$P_u = 10203.828 \text{ kgf}$$

$$\varphi_c P_n \geq P_u$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right).F_y = 893.31 \frac{kgf}{cm^2}$$

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3234.12}{1018.6}}$ = 1.78 > 1.5 se utiliza la ecuación para pandeo elástico

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

n = 1

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

$$Fe = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(KL/r\right)^2}$$

Combinaciones de carga; determinación de la carga critica ***q***.

1.-	1,4	(	D	+	F	)																		
			1863.19		-																	=	**1863.19**	**[kgf]**
2.-	1,2	(	D	+	F	+	T	)	+	1,6	(	L	+	H	)	0,5	(	Lr	o	S	o	R	)		
			1863.19		-		-					4980		-				-		-		-	=	**10203.828**	**[kgf]**

$$Fe = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2\ (2038901.9\frac{kgf}{cm^2})}{\left((1.2\times\ (800cm))/_{6.83cm}\right)^2}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}\ ;\ r = \sqrt{\frac{7619.11cm^4}{163.33cm^2}}\ ; r = 6.83cm$$

$$Fe = 1018.6\ \frac{kgf}{cm^2}$$

Con,

$$A_g = 163.33\ cm^2$$

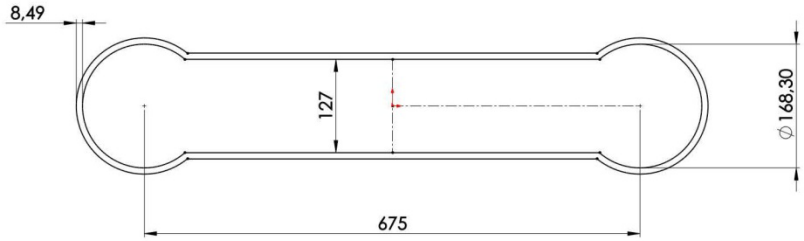


Figura 4.14. Área transversal del perfil armado

$$P_n = A_g F_{cr} =\ 163.33\ cm^2 \times 893.31\frac{kgf}{cm^2} = 145904.7\ kgf$$

$$\varphi_c.P_n =\ \varphi_c A_g F_{cr} = 0.85P_n = 124019\ kgf$$

$$\varphi_c P_n > P_u, el\ perfil\ armado\ se\ acepta.$$

$$124019\ kgf \geq 10203.828\ \text{kgf}$$

$$A_g = \frac{10203.828\ \text{kgf}}{0.85 \times 893.31\frac{kgf}{cm^2}} = 13.43\ cm^2$$

En la figura 4.14, se muestra la distribución de momentos en un pórtico con la forma de un arco carpanel, cuando está sometido a una carga vertical.

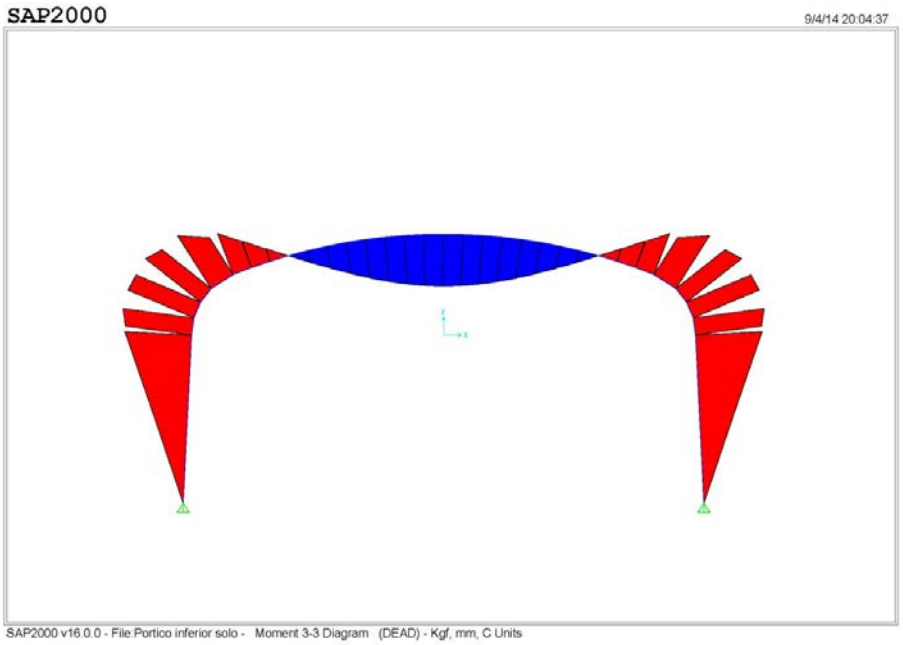


Figura 4.15. Distribución de momentos

La geometría de la columna, para mantener su rigidez, debe resistir esta distribución de momentos, pero también los desplazamientos generados. Por lo tanto, en la parte superior de la columna, donde el momento y los desplazamientos son muy grandes el ancho de la columna debe ser mayor que en la base donde el momento es pequeño. Diseño del perfil de geometría variable, obtenido mediante un ángulo de corte “θ”.

Se ha propuesto una columna armada, compuesta por perfiles tubulares circulares. Se trata entonces de cortar el perfil longitudinalmente con un ángulo θ, para posteriormente girar 180º una mitad del perfil y soldarla a la otra mitad, obteniendo así un perfil de sección creciente. Para mayor claridad se muestra a continuación el proceso de elaboración: (Las medidas esta dadas en milímetros, al menos que se indique lo contrario).

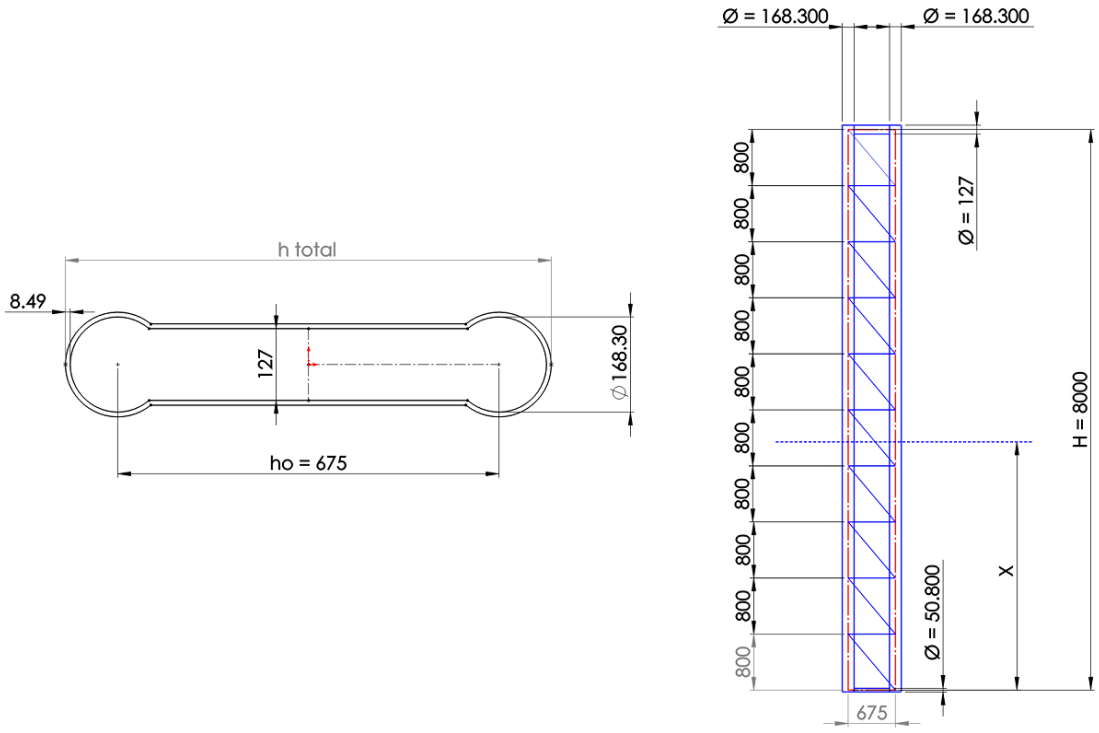


Figura 4.16. Vista de la columna armada inicial

A continuación cortamos la barra longitudinalmente con un ángulo θ.

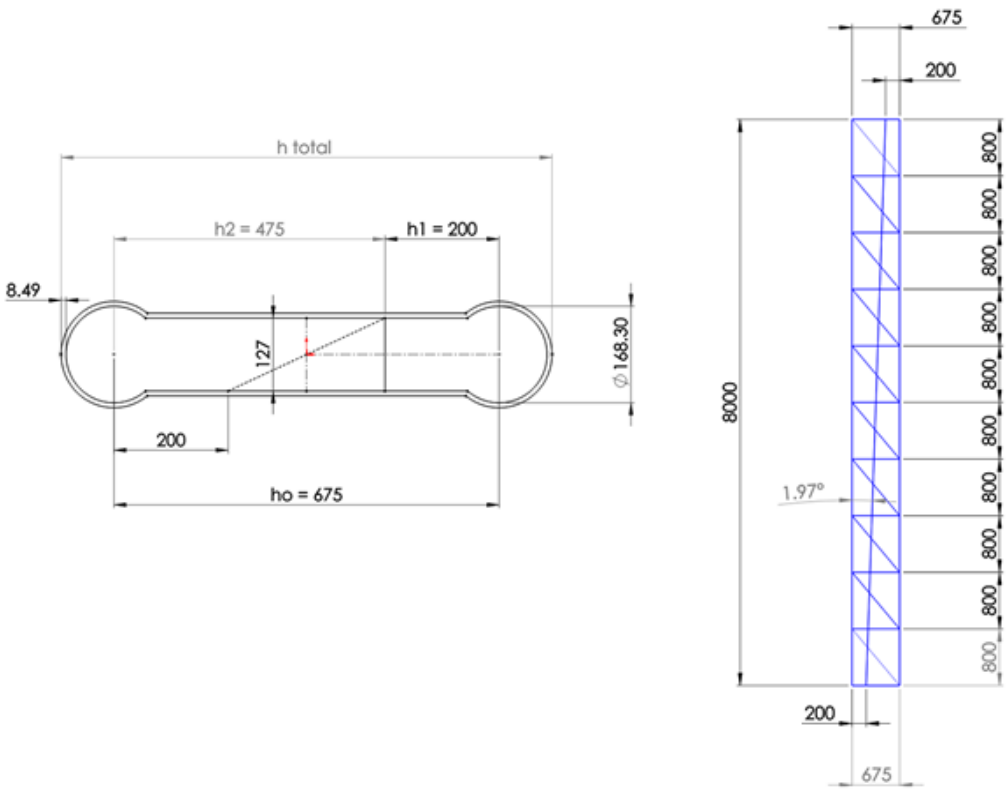


Figura 4.17. Corte longitudinal y transversal de la columna

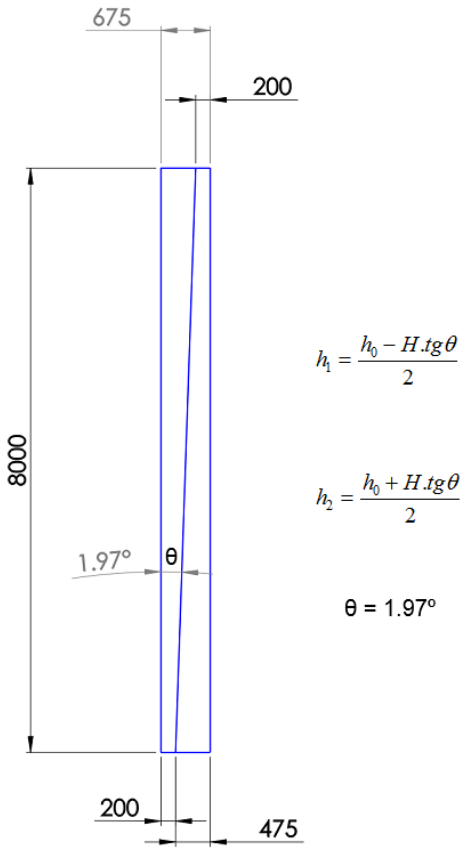


Figura 4.18. Cálculo de las dimensiones luego del corte de acuerdo a θ

$$h_1 = \frac{h_0 - H.tg\ \theta}{2} = \frac{675 - (8000 \times tg\ 1.97°)}{2} = 199.91 \approx 200\ mm$$

$$h_2 = \frac{h_0 - H.tg\ \theta}{2} = \frac{675 + (8000 \times tg\ 1.97°)}{2} = 475{,}08 \approx 475\ mm$$

Separamos las dos mitades de la columna armada y giramos una de ellas 180º para a continuación soldarlas.

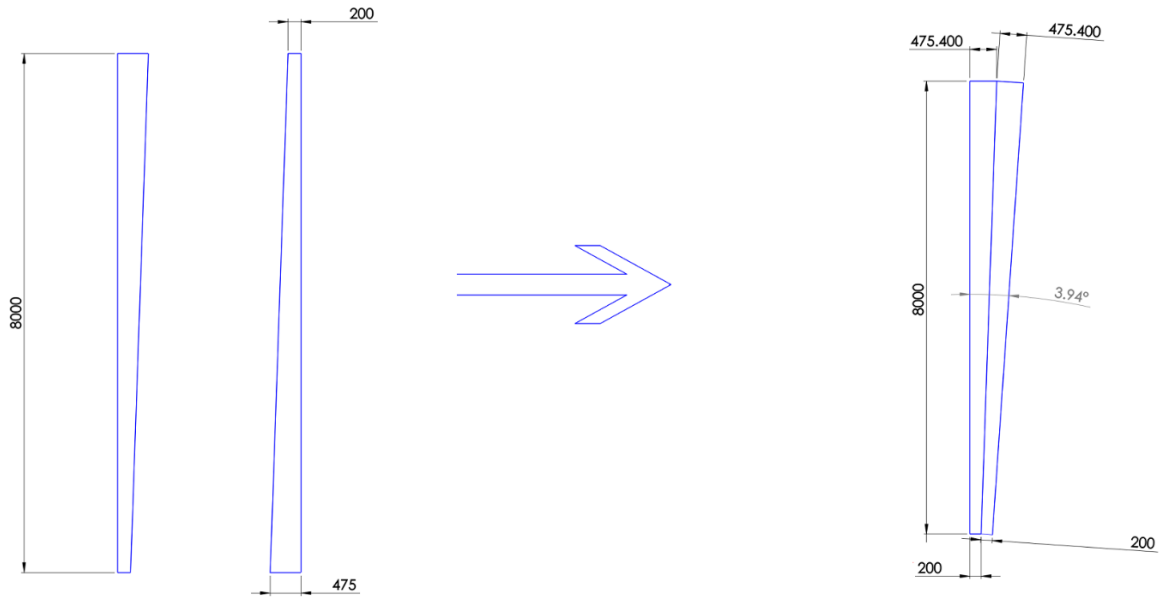


Figura 4.19. Columna modificada

Finalmente enrasamos los extremos y obtenemos un perfil con sección e inercia variables.

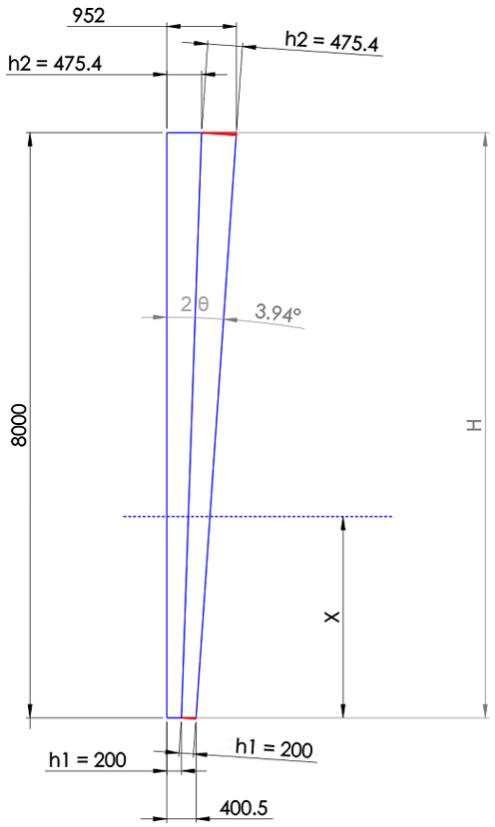


Figura 4. 20. Dimensiones de la columna final

Extremo superior, se aumenta:

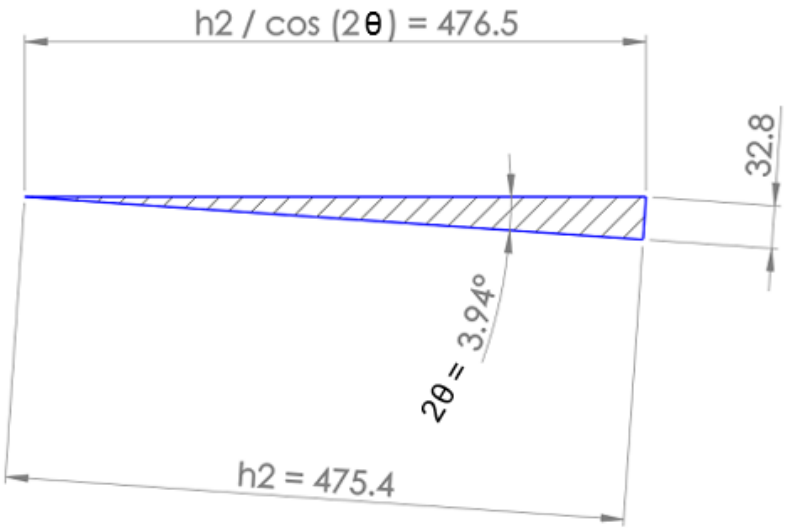


Figura 4. 21. Aumento en el extremo superior

Extremo inferior, se elimina:

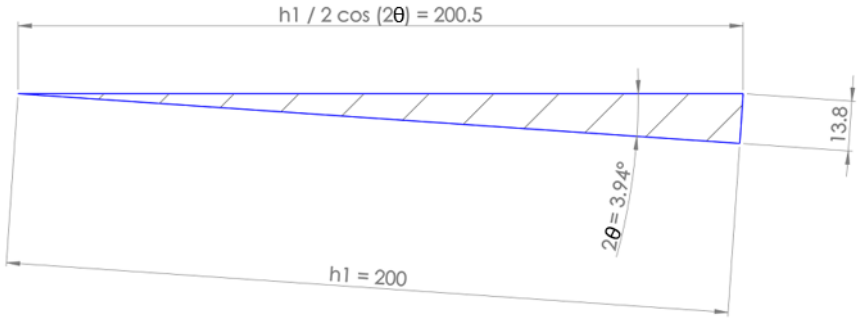


Figura 4. 22. Reducción en el extremo inferior

Los valores estáticos de la sección del perfil armado, irán variando con la longitud de la barra, mediante razones trigonométricas se obtiene la longitud variable del alma (h) en función de la barra y del ángulo de corte:

$$h = h_1\left(1 + \frac{1}{\cos(2\theta)}\right) + x.tg(2\theta) \approx 2h_1 + x.tg(2\theta)$$

Como: $\cos(2\theta) \rightarrow 1$

$$\cos(2\theta) = \cos(3.94) = 0.997 \approx 1$$

$$h \approx 2h_1 + x.tg(2\theta)$$

$$h \approx 2\,(200) + (8000).tg(3.94)$$

$$h \approx 950.99\,mm$$

Las dimensiones de la columna, se pueden ver en la figura 4.23. El ancho de la parte superior de la columna es *950 mm*, porque debe tener el mismo ancho que la cercha. El ancho en la base es *400 mm,* para tener una mejor distribución de las fuerzas y momentos en la base.

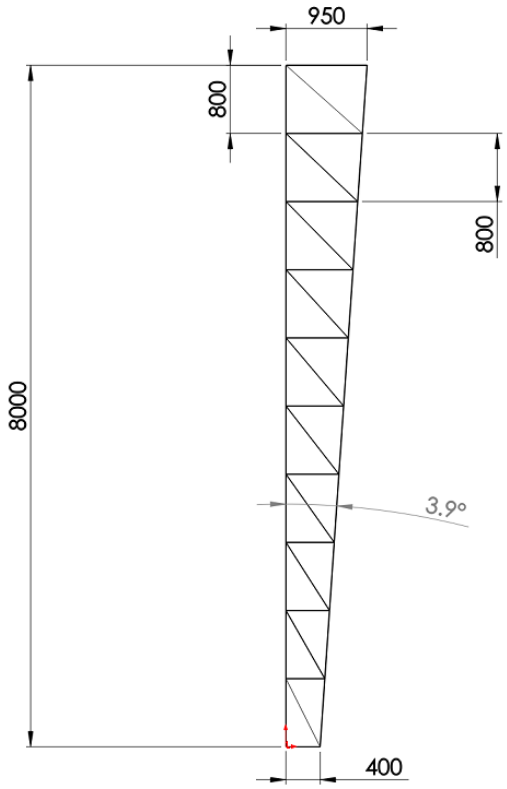


Figura 4.23. Dimensiones de la celosía de la columna

Una vez establecidas las dimensiones generales de la columna, se debe comprobar si la columna cumple con las condiciones requeridas de esbeltez (ver apartado 2.8). Para esto se va a usar la ecuación [2.42].

Se va establecer una sección promedio, ver figura 4.16. Se va a suponer que la columna tiene sección uniforme, pero la columna armada de la estructura tiene una sección no uniforme, para simplificar el cálculo actúa como un solo cuerpo y se va a determinar $\left(\frac{KL}{r}\right)_0$.

Una vez establecidas las dimensiones generales de la columna, se debe comprobar si la columna cumple con las condiciones requeridas de esbeltez (ver apartado 2.8). Para esto se va a usar la ecuación [2.42].

Se va establecer una sección promedio, ver figura 4.24. Se va a suponer que la columna tiene sección uniforme, pero la columna armada de la estructura tiene una sección no uniforme, para simplificar el cálculo actúa como un solo cuerpo y se va a determinar $\left(\frac{KL}{r}\right)_0$.

Todos los datos geométricos, se han obtenido a partir de las propiedades proporcionadas por el programa SOLIDWORKS.

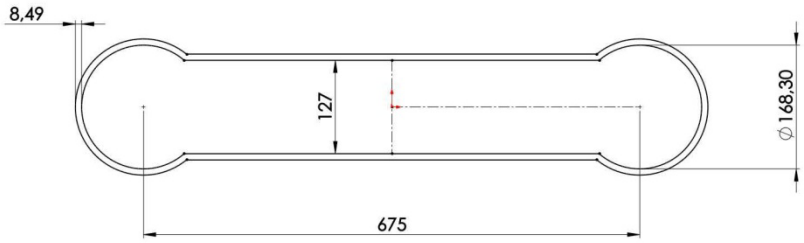


Figura 4.24. Sección transversal promedio de la columna

Tabla 4.14. Propiedades de la sección transversal promedio de la columna

Ixx	76191120.57	mm^4
Iyy	1183614261.52	mm^4
Área promedio proyectada	16322.92	mm^2
Radio de giro	68.32	mm

Se establece que $K = 1.2$, por las restricciones de trabajo de la columna, ver apartado 2.3.5.5.

Entonces,

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_0 = \left(\frac{1 \times 8000}{68.32}\right)_0 = 140.51$$

En la figura 4.25 se puede ver la sección transversal de un elemento de la celosía (puntal y diagonal). En la tabla 14 se ven sus propiedades geométricas.

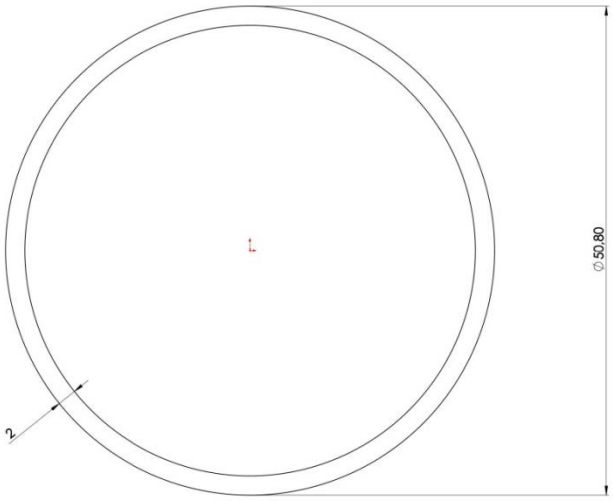


Figura 4.25. Sección transversal del elemento de la celosía

Tabla 4.15. Propiedades de los elementos de la celosía

Ixx	91427.79	mm^4
Iyy	91427.79	mm^4
Área promedio proyectada	306.62	mm^2
Radio de giro (r_i)	17.27	mm

Se establece que $K = 1$, por las restricciones de trabajo de la columna, se toma el elemento más largo, una longitud *L=1200.43 mm.*

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 1200.43}{69.52} = 69.52$$

En la figura 4.26 se puede ver la sección transversal del marco de la columna. En la tabla 15 se ven sus propiedades geométricas

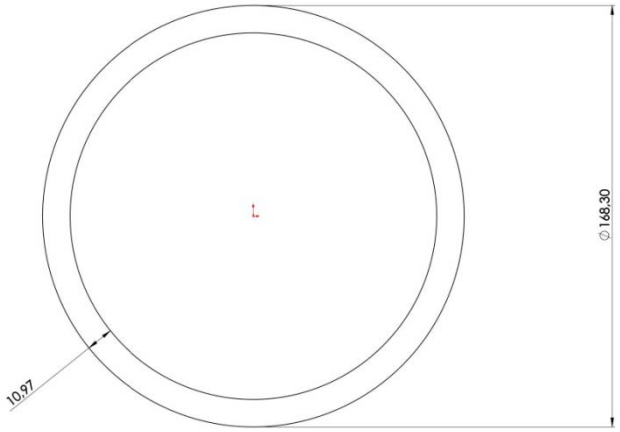


Figura 4.26. Sección transversal de los tubos del marco

Ahora se debe calculara α, que es igual a:

$$\alpha = \frac{h}{2r_{ib}} = \frac{675}{2 \times 55.76} = 6.05 \qquad [2.32]$$

Se tienen todos los datos necesarios para usar la ecuación [2.40].

Tabla 4.16. Propiedades del marco

Ixx	16858254.15	mm^4
Iyy	16858254.15	mm^4
Área promedio proyectada	5422.11	mm^2
Radio de giro (r_{ib})	55.76	mm

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82\frac{\alpha}{(1+\alpha^2)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{140.51^2 + 0.82 * \frac{6.05}{(1+6.05^2)}\left(\frac{800}{55.76}\right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 53.36 < 200$$

Como el valor de la esbeltez para la columna armada es menor que 200, se puede decir que la columna cumple con la recomendación de la norma.

4.4. DISEÑO ASISTIDO POR COMPUTADORA

4.4.1. COMBINACIONES DE CARGAS USADAS

Las combinaciones de cargas que se usan en el SAP2000 son las siguientes:

1. *1.4 D* [4.13]
2. *1.2 D +1.6 L +0.5 L_r* [4.14]
3. *1.2 D +1.6 L_r +L* [4.15]
4. *1.2 D +1.6 L_r + 0.8 $W_{(+)}$* [4.16]
5. *1.2 D +1.6 L_r + 0.8 $W_{(-)}$* [4.17]
6. *1.2 D +1.6 $W_{(+)}$ +L+0.5 L_r* [4.18]

7. $1.2\ D + 1.6\ W_{(-)} + L + 0.5\ L_r$ [4.19]
8. $1.2\ D + 1.0\ E_{X(+)} + L$ [4.20]
9. $1.2\ D + 1.0\ E_{X(-)} + L$ [4.21]
10. $1.2\ D + 1.0\ E_{Y(+)} + L$ [4.22]
11. $1.2\ D + 1.0\ E_{Y(-)} + L$ [4.23]
12. $0.9\ D + 1.6\ W_{(+)}$ [4.24]
13. $0.9\ D + 1.6\ W_{(-)}$ [4.25]
14. $0.9\ D + 1.0\ E_{X(+)}$ [4.26]
15. $0.9\ D + 1.0\ E_{X(-)}$ [4.27]
16. $0.9\ D + 1.0\ E_{Y(+)}$ [4.28]
17. $0.9\ D + 1.0\ E_{Y(-)}$ [4.29]

Desarrollando todas las posibles combinaciones de la norma, se generan diecisiete. Se toma en cuenta las cargas de viento con presión interna positiva y con presión interna negativa. También la carga de sismo, E, se aplica en la dirección del eje x, la dirección del eje y, además en los sentidos positivos y negativos de estos ejes.

4.4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El programa SAP2000 facilita el diseño y cálculo de las estructuras metálicas a través del uso del método de análisis por elementos finitos. Este proceso, permite obtener resultados muy exactos, a pesar de la complejidad de la estructura.

Cuando la simulación ha concluido, se obtienen tablas con los valores de las fuerzas y momentos en los elementos, las reacciones en la base, se pueden visualizar los desplazamientos y las deformaciones. El programa verifica la capacidad de carga de cada uno de los elementos de la estructura.

El primer paso es determinar, si usando las cargas y combinaciones de cargas usadas en el apartado 4.4.1, la estructura no colapsa.

En la figura 4.27, se muestran los resultados de la verificación de esfuerzos máximos en la estructura y sus elementos, usando el programa SAP2000. Se observa, que la mayoría de los elementos de la estructura se trabajan hasta un

máximo de 0.7 de su capacidad. El elemento crítico, ver figura 4.28, se encuentra trabajando a 0.822 de su capacidad de carga.

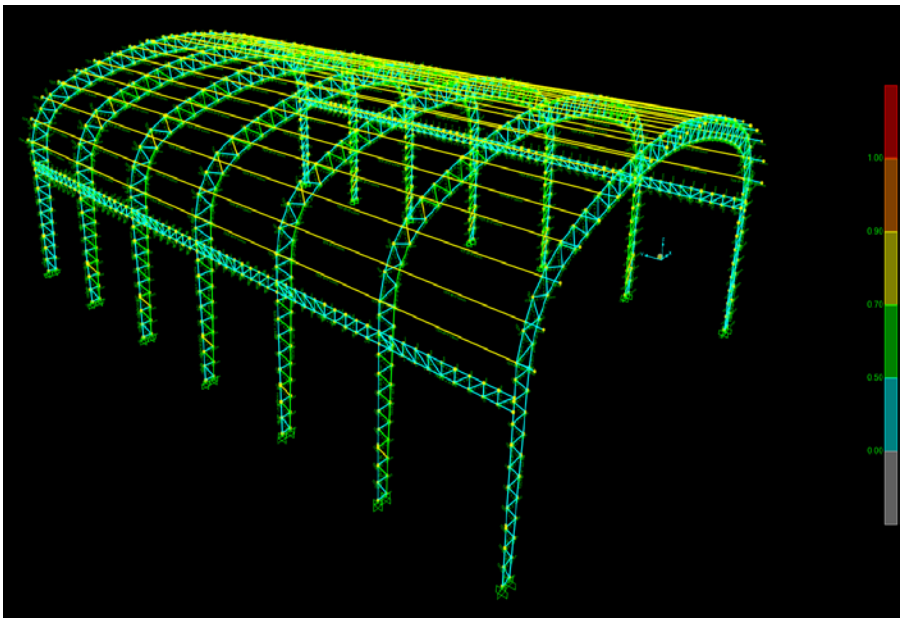


Figura 4.27. Resultados de la simulación

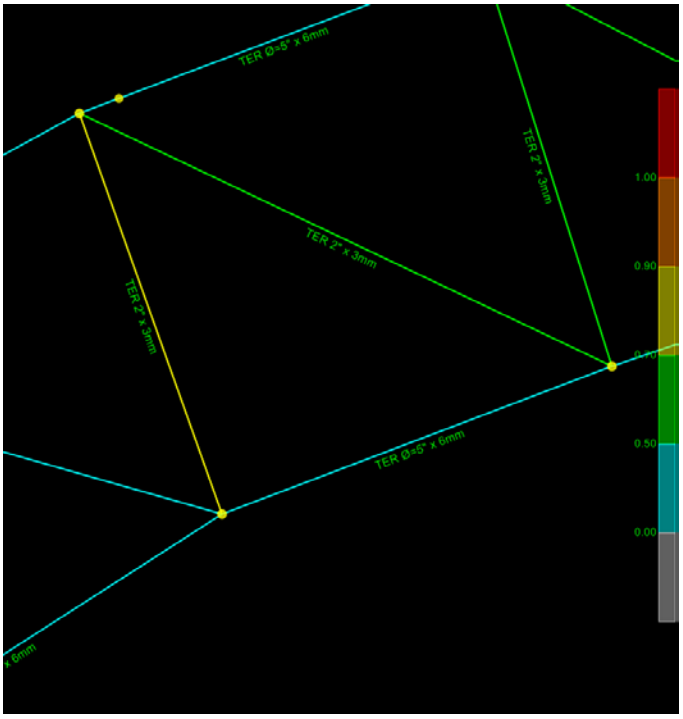


Figura 4.28. Elemento crítico

Por lo tanto, las deflexiones bajo el estado de carga más crítico, se mantienen dentro de las tolerancias exigidas.

En las tablas 4.17, 4.18, 4.19 y 4.20, se presentan los perfiles obtenidos en el predimensionamiento de la estructura y sus características. Se comprobó que todos los elementos obtenidos en el prediseño cumplen con los requerimientos de trabajo de la estructura. En el rediseño, se observó un comportamiento adecuado de la mayoría de sus elementos estructurales, con ligeras desviaciones que fueron corregidas en el modelo final de forma que la estructura se encuentre dentro de los límites de diseño aceptables.

Tabla 4.17. Correas del techo

#	Perfiles obtenidos en el predimensionamiento	Verificación en SAP2000	Material	Nuevo perfil
1	Ø=5” x 3 mm Ø=127 mm x 3 mm	Pasa	ASTM A-500	Ø=5” x 3 mm Ø=127 mm x 3 mm

Tabla 4.18. Marco de la columna

#	Perfiles obtenidos en el predimensionamiento	Verificación en SAP2000	Material	Nuevo perfil
1	Ø=5” x 6 mm (Ø=127 mm x 6 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=5” x 6 mm (Ø=127 mm x 6 mm)
2	Ø=6” x 10.97 mm (Ø=168.30 mm x 10.97 mm)	Pasa	ASTM A-53 Gr. B – SCH 80	Ø=6” x 10.97 mm (Ø=168.30 mm x 10.97 mm)
CELOSIA DE LA COLUMNA				
3	Ø=2” x 2 mm (Ø=50.8 mm x 2 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=2” x 2 mm (Ø=50.8 mm x 2 mm)

Tabla 4.19. Marco de la cercha de la cubierta

#	Perfiles obtenidos en el predimensionamiento		Verificación en SAP2000	Material	Nuevo perfil
1	arco	Ø=5” x 6 mm (Ø=127 mm x 6 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=5” x 6 mm (Ø=127 mm x 6 mm)
CELOSIA DE LAS CERCHAS					
2	diagonal	Ø=2” x 3 mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=2” x 3 mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)
3	montante	Ø=2” x 3 mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=2” x 3 mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)
4	diagonal	Ø=3” x 3 mm (Ø=76.20 mm x 3 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=3” x 3 mm (Ø=76.20 mm x 3 mm)
5	diagonal	Ø=2 1/2” x 3 mm (Ø=63.50 mm x 3 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=2 1/2” x 3 mm (Ø=63.50 mm x 3 mm)

Tabla 4.20. Marco del dintel

#	Perfiles obtenidos en el predimensionamiento		Verificación en SAP2000	Material	Nuevo perfil
1	Ø=4”x 3mm (Ø=101.6 mm x 3 mm)		Pasa	ASTM A-500	Ø=4”x 3mm (Ø=101.6 mm x 3 mm)
CELOSIA DEL DINTEL					
2	diagonal	Ø=2” x 3mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=2” x 3mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)
3	montante	Ø=2” x 3mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)	Pasa	ASTM A-500	Ø=2” x 3mm (Ø=50.8 mm x 3 mm)

El modelo presentado corresponde al modelo final, ya verificado, en el cual todos sus miembros trabajan dentro de condiciones seguras.

Del programa, se obtienen las reacciones máximas y los momentos máximos en la base de las columnas, se presentan los valores en la tabla 4.21.

Tabla 4.21. Reacciones máximas en la base de la estructura

TABLE: Joint Reactions							
Joint	**OutputCase**	**F1**	**F2**	**F3**	**M1**	**M2**	**M3**
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
2826	COMB2	2765.3	-0.03708	-4555.5	295.05	1483209.1	-987.79
2386	COMB2	2765.3	0.03468	-4555.49	-289.36	1483208.93	987.76
2845	COMB4 L Lr W-	-2966.77	-1.43	-8090.61	5275.24	-1636284.64	2129.64
2405	COMB4 L Lr W-	-2966.77	1.43	-8090.61	-5270.28	-1636284	-2129.82
195	COMB6 W-	109.89	641.22	1438.16	-1025689.35	14760.5	231989.98
3266	COMB6 W-	109.89	-641.22	1438.17	1025689.89	14760.01	-231989.81
2406	COMB4 L Lr W-	-1086.84	0.95	16504.97	-3970.6	-1302365.52	-1750.37
2846	COMB4 L Lr W-	-1086.84	-0.95	16504.97	3962.87	-1302366.29	1750.08

Los valores máximos de las fuerzas en el sentido positivo de los ejes y en sentido negativo están marcados con rojo y verde respectivamente. Los valores máximos de los momentos en sentido positivo y en sentido negativo, para cada eje, están marcados con azul y verde respectivamente.

Para la evaluación del dintel (viga en celosía), se puede ver en la tabla 4.22, los valores máximos de las fuerzas y los momentos en los elementos del dintel obtenidos en el programa SAP2000. Aparecen en rojo los valores máximos de las fuerzas en el sentido positivo de los ejes del elemento y en verde los valores máximos de las fuerzas en el sentido negativo de los ejes del elemento. Aparecen en azul los valores máximos de los momentos en sentido positivo y en naranja los valores máximos de los momentos en sentido negativo.

Se determina que las fuerzas y momentos mayores se encuentra en el elemento 949, que se localiza en el primer vano. Esto ocurre cuando la estructura está sometida a la combinación de cargas COMB5 L Ey-. A partir de esto, se determinan los valores del cortante en los extremos del dintel, ver figura 4.29.

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS		
	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	386.311	-360.608

Figura 4.29. Cortante en los extremos del dintel

Para la evaluación de la conexión entre la cercha y la columna, se puede ver en la tabla 4.23, los valores máximos de las fuerzas y los momentos en los elementos del dintel obtenidos en el programa SAP2000. Aparecen en rojo los valores máximos de las fuerzas en sentido positivo de los ejes del elemento y en verde los valores máximos de las fuerzas en sentido negativo de los ejes del elemento. Aparecen en azul los valores máximos de los momentos en sentido positivo y en naranja los valores máximos de los momentos en sentido negativo.

Tabla 4.22. Fuerzas y momentos en la conexión columna-dintel

TABLE: Element Joint Forces - Frames

Frame	Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
843	442	COMB4 L Lr W-	28.35	-9.01	-66.36	-12021.6	-510.7	50542.19
948	527	COMB4 L Lr W-	28.35	9.03	-66.37	12022.4	-510.65	-50542.54
948	1123	COMB4 L Lr W-	-28.35	-9.03	72.04	32820.5	510.65	68910.2
843	1003	COMB4 L Lr W-	-28.35	9.01	72.03	-32816.55	510.7	-68910.01
708	405	COMB5 L Ey-	2.23	1428.1	119.75	72310.37	1607.56	-57.22
949	526	COMB5 L Ey-	-2.23	1428.1	119.75	72310.47	-1607.91	57.76
708	407	COMB5 L Ey-	-2.23	-1428.1	-114.08	3451.75	-1607.56	-1386.45
949	528	COMB5 L Ey-	2.23	-1428.1	-114.08	3451.79	1607.91	1386.18
352	288	COMB5 L Ey-	-0.97	-354.11	271.5	-814.47	227.11	1290.4
839	420	COMB5 L Ey	-0.97	354.11	271.5	814.41	227.11	-1290.41
852	428	COMB5 L Ey-	0.97	-354.11	271.5	-814.47	-227.06	-1290.39
965	541	COMB5 L Ey	0.97	354.11	271.5	814.41	-227.05	1290.4
352	313	COMB5 L Ey-	0.97	354.11	-268.03	-1432.49	260.31	-658.69
839	419	COMB5 L Ey	0.97	-354.11	-268.03	1432.44	260.32	658.7
852	435	COMB5 L Ey-	-0.97	354.11	-268.03	-1432.49	-260.36	658.7
965	540	COMB5 L Ey	-0.97	-354.11	-268.03	1432.44	-260.37	-658.71
844	427	COMB5 L Ey-	-0.09646	1357.65	-140.26	80542.41	-78.42	-14894.61
708	405	COMB5 L Ey	0.09793	-1357.64	-140.27	-80544.13	78.41	-14895.73
949	526	COMB5 L Ey	-0.09663	-1357.64	-140.27	-80544.13	-78.48	14894.89
344	321	COMB6 W-	9.19	-862.21	139.34	16136.36	4365.36	-29790.67
344	287	COMB6 W-	-9.19	862.21	-135.08	72776.53	-4365.36	23835.71

Se determina que las fuerzas y momentos mayores se encuentra en el elemento 2946, que se localiza en el quinto pórtico. Esto ocurre cuando la estructura está sometida a los combos de cargas COMB4 L Lr W- y COMB 2.

Para la evaluación de la cercha se puede ver, en la tabla 4.24, los valores máximos de las fuerzas en los elementos de la cercha, obtenidos en el programa SAP2000. Aparecen en rojo los valores máximos de las fuerzas en el sentido positivo de los ejes del elemento y en verde los valores máximos de las fuerzas en sentido negativo de los ejes del elemento. Se puede ver que en esta conexión no existen momentos, cumpliendo con la teoría del arco (Capítulo 1), que dice que en la clave los esfuerzos son los más pequeños.

Tabla 4.23. Fuerzas y momentos en la conexión columna-cercha

TABLE: Element Joint Forces - Frames

Frame	Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
2469	2395	COMB2	1315.18	0.03468	22387.99	-67.43	-186316.91	976.66
2490	2407	COMB2	1315.18	-0.03468	-22347.03	39.68	-343763.44	975.28
2925	2835	COMB2	1315.18	-0.03708	22387.99	57.73	-186316.91	-975.92
2946	2847	COMB2	1315.18	0.03708	-22347.03	-28.05	-343763.44	-974.44
2469	2387	COMB2	-1315.18	-0.03468	-22347.08	39.69	343782.59	-975.28
2490	2408	COMB2	-1315.18	0.03468	22387.94	-67.42	186315.37	-976.67
2925	2827	COMB2	-1315.18	0.03708	-22347.08	-28.06	343782.61	974.44
2946	2848	COMB2	-1315.18	-0.03708	22387.94	57.72	186315.32	975.93
1186	1001	COMB5 L Ey-	-132.4	1247.06	4127.16	245670.34	18991.93	14976.4
1186	236	COMB5 L Ey-	21.68	1247.06	3318.1	89771.63	2439.99	14976.36
1188	1123	COMB5 L Ey-	132.4	1247.06	4127.14	245670.38	-18997.28	-14976.11
1188	310	COMB5 L Ey-	-21.69	1247.06	3318.08	89771.66	-2424.92	-14982.42
1186	236	COMB5 L Ey-	132.4	-1247.06	-4124.47	-89771.63	-2439.99	-14976.36
1186	405	COMB5 L Ey-	-21.68	-1247.06	-3310.04	377862.23	-10569.82	-14975.8
1188	310	COMB5 L Ey-	-132.4	-1247.06	-4124.45	-89771.66	2424.92	14982.42
1188	526	COMB5 L Ey-	21.69	-1247.06	-3310.02	377862.22	10576.9	14975.51
2490	2407	COMB2	-1188.57	0.03468	24164	-39.68	343763.44	-975.28
2490	2205	COMB2	1188.57	-0.03468	-24123.09	11.94	-328937.14	973.89
2946	2645	COMB2	1188.57	0.03708	-24123.09	1.61	-328937.18	-972.96
3381	3266	COMB6 W-	92.98	-594.74	1461.12	1025689.89	14760.01	-231989.81
202	195	COMB6 W-	92.98	594.74	1461.11	-1025689.35	14760.5	231989.98
2925	2826	COMB2	1278.56	-0.03708	-2395.16	295.05	1483209.1	-987.79
2946	2845	COMB4 L Lr W-	-1292.94	-1.43	-5658.15	5275.24	-1636284.64	2129.64

Tabla 4.24. Fuerzas existentes en la unión entre cerchas

TABLE: Element Joint Forces - Frames								
Frame	**Joint**	**OutputCase**	**F1**	**F2**	**F3**	**M1**	**M2**	**M3**
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
2405	2293	COMB2	2.533E-14	0	415.75	0	0	0
2861	2733	COMB2	2.533E-14	0	415.75	0	0	0
2633	2513	COMB2	2.533E-14	0	415.68	0	0	0
2405	2280	COMB2	-2.533E-14	0	-411.72	0	0	0
2861	2720	COMB2	-2.533E-14	0	-411.72	0	0	0
2633	2500	COMB2	-2.533E-14	0	-411.65	0	0	0

4.4.3. CÁLCULO DE LA PLACA BASE

En el programa SAP2000 se obtienen las reacciones máximas y los momentos máximos en la base de las columnas, se presentan los valores en la tabla 4.15.

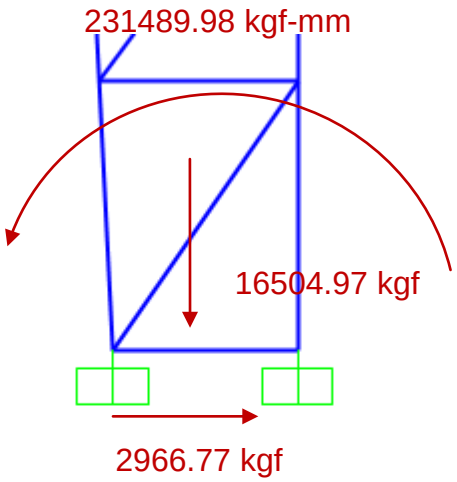


Figura 4.30. Fuerzas resultantes

Las dimensiones de la placa base (ver figura 4.31) y las dimensiones mínimas de la cimentación, se presentan en la tabla 4.25. En la tabla 4.26, se presentan las dimensiones de la placa base con la columna (ver figura 4.31). Se toma en cuenta que la placa es aproximadamente115 mm más grande que la columna en todas las direcciones ver tabla 4.26.

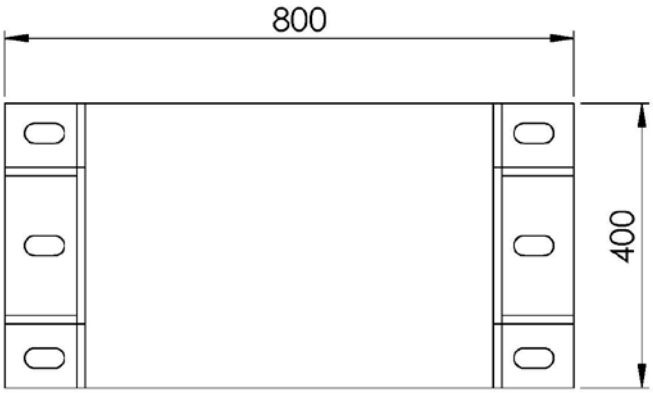


Figura 4.31. Dimensiones de la placa base

Tabla 4.25. Dimensiones generales de la placa base y la cimentación

	B	N	Área (mm^2)
Placa base	400	800	A_1=320000
Cimentación	450	850	A_2=382500

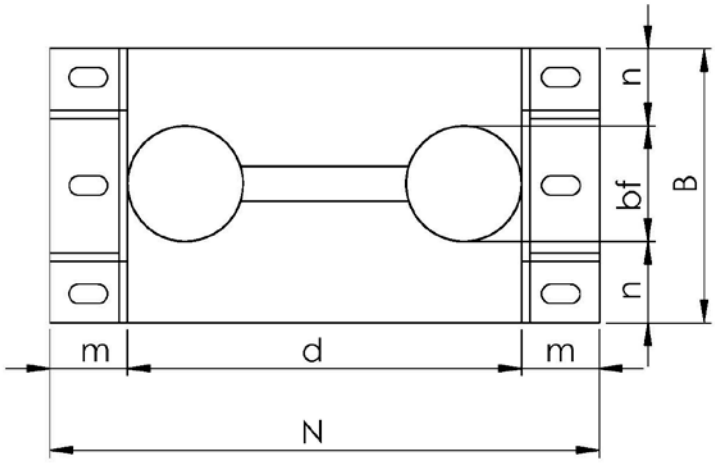


Figura 4.31. Dimensiones de la placa base con la columna

Tabla 4.26. Dimensiones de la columna y aumentos

m	113.13
n	115.85
bf	168.3
d	567

Se tiene la resistencia a compresión del concreto es $f'_c = 2.10\ \frac{kgf}{mm^2}$ y el límite de fluencia del acero ASTM A-36 es, $F_y = 25.311 \frac{kgf}{mm^2}$. Con estos datos se va a calcular el espesor de la placa base. Se diseña la placa con $P_u = 16504.97\ kgf$.

A continuación se calculan λ, X, $\lambda n'$, *l* y t según el apartado 2.11.

Según la ecuación [2.62], se calcula *X*.

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2}\right]\frac{P_u}{\Phi_b P_p}$$

$$X = \left[\frac{4 \times 567 \times 168.3}{(567+168.3)^2}\right]\frac{16504.97}{0.6 \times 0.85 \times 320000 \times \sqrt{\frac{320000}{382500}}}$$

$$X = 0.0776$$

Según la ecuación [2.61], se calcula λ.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \leq 1$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.0395}}{1+\sqrt{1-0.0395}} = 0.28$$

Según la ecuación [2.63], se calcula $\lambda n'$.

$$\lambda n' = \frac{\lambda\sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = \frac{0.28 \times \sqrt{567 * 168.3}}{4} = 22.07\ mm$$

Se escoge el valor más alto entre, *m*, *n* y $\lambda n'$, y se lo llama *l*.

Entonces, *l=115.8 mm.*

Según la ecuación [2.66], se calcula *t*.

$$t = l\sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

$$t = 115.8 \times \sqrt{\frac{2 \times 16504.97}{0.9 \times 25.311 \times 800 \times 400}}$$

$$t = 7.8\ mm$$

El espesor mínimo calculado para la placa es *t=7.8 mm*. Pero, el espesor mínimo debe ser por lo menos el espesor de la columna (*t=10.97 mm*), para evitar pandeo cuando se realiza la soldadura. Por lo tanto el espesor de la placa será *t=12 mm*.

4.4.4. CÁLCULO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

A continuación se determina la resistencia nominal de una barra de anclaje de diámetro *Ø=7/8 in,* de acero estructural ASTM A-36, según la ecuación [2.67].

$$\Phi R_n = \Phi F_u A_b = 0.75 \times 40.78 \times \pi \times \frac{\left({}^{7}/_{8} \times 25.4\right)^2}{4}$$

$$\Phi R_n = 11867.83\ \frac{kgf}{perno}$$

Para la longitud de desarrollo del perno, se tiene según la American Concrete Institute (CHÉRREZ, C; 2010; Pág. 45).

$$L_d = \frac{318d}{\sqrt{f'_c}} \geq 8d\ o\ 150\ mm \qquad [4.1]$$

Con, f'_c la resistencia a la compresión del concreto en $\frac{kgf}{cm^2}$, *d* el diámetro del perno de anclaje. Entonces,

$$L_d = \frac{318 \times {}^{7}/_{8} \times 2.54}{\sqrt{210}} = 48.8\ cm = 488\ mm$$

Las medidas finales de la barra de anclaje, se pueden ver en la figura 4.32. Donde 488 mm se entierran, y 100 mm se usan para las tuercas de sujeción a la columna.

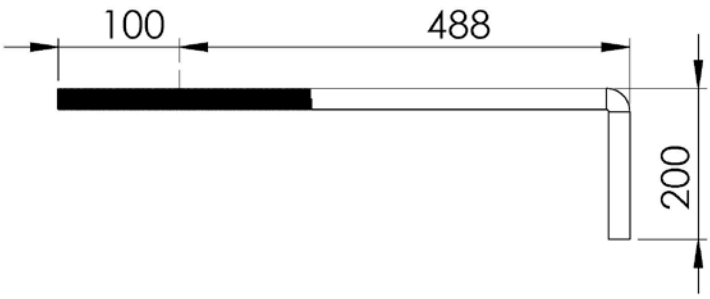


Figura 4.32. Barra de anclaje

La placa de anclaje tiene 6 pernos de *Ø=7/8 in*.

4.4.5. CÁLCULO DE LA UNIÓN ENTRE DINTEL Y COLUMNA

Se supone que la columna y el dintel están unidos por una conexión simple, por lo tanto se dice que solo actúan fuerzas cortantes en la conexión. En una conexión simple, la carga se divide uniformemente entre todos los pernos.

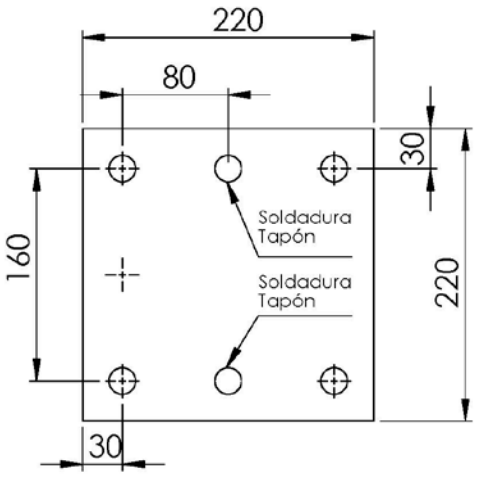


Figura 4.33. Medidas de la placa unión

La separación recomendada por el manual de la AISC es 3 veces el diámetro nominal, y el valor mínimo es *2 2/3* veces el diámetro nominal, *d.*

Para pernos de *¾ de pulgada:*

$$^{3}/_{4} \times 3 = 2.25\ in = 57.15mm$$

La distancia mínima al borde, L_c, para pernos de *¾ de pulgada* es *una pulgada(o 25.4 mm).*

El diámetro mínimo de la perforación para un perno de *¾ de pulgada* es *13/16 de pulgada* o aproximadamente *20 mm.*

Las medidas de la placa de unión entre el dintel y la columna son superiores a los mínimos de la norma, ver figura 4.33, por lo tanto cumplen con la norma (AISC; 2005; Pág. 16-169,16-170).

Se va a usar una placa de espesor $t = 6\,mm$.

Primero se calcula la resistencia al cortante de los pernos, usando 6 pernos estructurales de A325 de *3/4 de pulgada*, con una resistencia de *120 ksi*.

$$\phi F_n A_b = 0.75 \times 120 \times \pi \times \frac{\left(\frac{3}{4}\right)^2}{4}$$

$$\phi F_n A_b = 39.76\ \frac{kips}{perno} = 18034.8 \frac{kgf}{perno}$$

Resistencia al corte de la conexión, que tiene 4 pernos:

$$4 \times 18034.8 = 72136\ kgf$$

Ahora se debe calcular la capacidad de la placa para soportar la carga transmitida por los pernos, en las perforaciones. Para esto se usa la ecuación [4.2].

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u \qquad [4.2]$$

Donde, L_c distancia mínima al borde, F_u la resistencia última del perno, t el espesor de la placa, d_b el diámetro del perno.

En los extremos,

$$L_c = 30\ - \frac{diámetro\ perforación}{2}$$

$$L_c = 30 - \frac{20}{2} = 20\,mm$$

La resistencia,

$$\phi R_n = 0.75 \times (1.2 L_c t F_u)$$

$$\phi R_n = 0.75 \times (1.2 \times 20 \times 6 \times 25.31) = 2733.53\ kgf$$

Pero,

$$\phi R_n < 2.4 d_b t F_u$$

$$2.4 d_b t F_u = 2.4 \times \frac{3}{4} \times 25.4 \times 6 \times 25.31 = 6943.04\ kgf$$

Por lo tanto,

$$\phi R_n = 2733.53\ kgf \leq 6943.04\ kgf$$

Entonces, $\phi R_n = 2733.53\ kgf$ es la resistencia que soporta la placa en las perforaciones de sus extremos.

Ahora, el valor de la fuerza cortante es menor que la resistencia de la placa y que la resistencia de los pernos, ver figura 4.33. Por lo tanto la conexión resiste las fuerzas a las que está sometida.

4.4.6. CÁLCULO DE LA UNIÓN ENTRE CERCHA Y COLUMNA

Las dimensiones de la placa se pueden ver en la figura 4.26.

Se van a usar pernos estructurales ASTM A325, de $d_b = \frac{7}{8} pulgada$.

A continuación, se va a determinar el espesor de la placa usando las ecuaciones [2.51] y [2.53] y los datos de la tabla 4.23.

Primero se calcula el espesor que debería tener la placa si la resistencia depende de los pernos. Los valores que se van a usar se encuentran en la tabla 4.27.

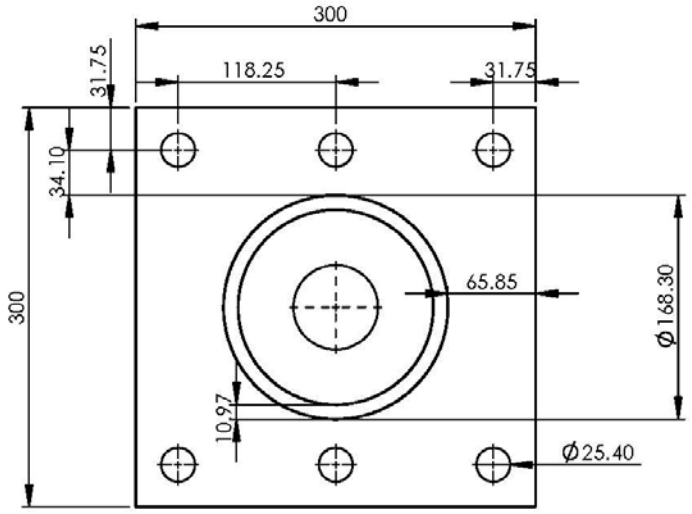


Figura 4.34. Dimensiones de la placa de unión entre la columna y la cercha

Tabla 4.27. Datos de la placa de unión

Nombre	Valor	Nombre	Valor
M	1636284.64 kgf.mm	t_s	10.97 mm
d_b	22.23 mm	a_e	31.75 mm
d	236.5 mm	a_p	31.75 mm
b	236.25 mm	ϕ_b	0.8
W_p	300 mm	ϕ_p	0.9
n	3	s	6 mm
B_{u1}	84.39 kgf/mm^2	s_0	34.1 mm
f_{by}	64.7 kgf/mm^2	a_s	65.85 mm
f_u	40.8 kgf/mm^2	d'	240.74 mm
f_y	25.3 kgf/mm^2	$s_0{}'$	29.86 mm

$$t_{bu} = \sqrt{\frac{4\left(\frac{M(a_p + s_0{}')}{\phi_b(d - t_s)} - n\left(B_{u1}a_p + \frac{\pi {d_b}^3 f_{by}}{32}\right)\right)d'}{W_p\left(d' + 2(s_0{}' + a_p)\right)f_p}}$$

Entonces,

$$t_{bu} = 11.17\ mm$$

Después se calcula el espesor que debería tener la placa si la resistencia depende de la placa.

$$t_{pu} = 2\sqrt{\frac{\left(\frac{Ms_0{}'}{\phi_p(d + t_s)} - n\left(\frac{\pi {d_b}^3 f_{by}}{32}\right)\right)d'}{\left(W_p(d' + 2s_0{}') + (W_p - nd_f)d'\right)f_p}}$$

Entonces,

$$t_{pu} = 1.38\ mm$$

Por lo tanto el espesor de la placa base será el valor de t_{bu}. Para usar un espesor de placa que exista en el mercado se usará, $t_p = 12\ mm$.

4.4.7. CÁLCULO DE LA UNIÓN ENTRE CERCHA IZQUIERDA Y CERCHA DERECHA

Se va a usar la fuerza máxima para calcular, la resistencia de la conexión, ver tabla 4.24.

Se supone que la cercha izquierda y la cercha derecha están unidos por una conexión simple, por lo tanto se dice que solo actúan fuerzas cortantes en la conexión. Se pueden ver las dimensiones de la UPN de 180 de unión entre las cerchas en la figura 4.35.

La separación recomendada por el manual de la AISC es 3 veces el diámetro nominal, y el valor mínimo es *2 2/3* veces el diámetro nominal, *d.*

Para pernos de 7/8 *de pulgada:*

$$^{7}/_{8} \times 3 = 2.625\ in = 66.7\ mm$$

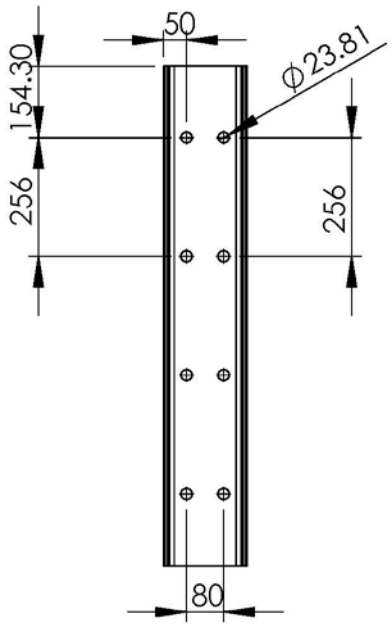


Figura 4.35. Dimensiones de la UPN de unión entre las cerchas

La distancia mínima al borde, L_c, para pernos de *7/8 de pulgada* es *1.5 pulgadas (o 38.1 mm).*

El diámetro mínimo de la perforación para un perno de *7/8 de pulgada* es *15/16 de pulgada* o *23.8 mm.*

Las medidas de la placa de unión entre el dintel y la columna son superiores a los mínimos de la norma, ver figura 4.35, por lo tanto cumplen con la norma (AISC; 2005; Pág. 16-169,16-170).

Se va a usar una UPN de 180 de espesor en la base, $t = 11\ mm$.

Primero se calcula la resistencia al cortante de los pernos, usando 8 pernos estructurales de A325 de *7/8 de pulgada*, con una resistencia de *120 ksi* .

$$\phi F_n A_b = 0.75 \times 120 \times \pi \times \frac{\left(\frac{7}{8}\right)^2}{4}$$

$$\phi F_n A_b = 39.76\ \frac{kips}{perno} = 24554.19 \frac{kgf}{perno}$$

Resistencia al corte de la conexión, que tiene 8 pernos:

$$8 \times 24554.19 = 196433.55\ kgf$$

Ahora se debe calcular la capacidad de la placa para soportar la carga transmitida por los pernos, en las perforaciones. Para esto se usa la ecuación [4.2].

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u \qquad [4.2]$$

Donde, L_c distancia mínima al borde, F_u la resistencia última del perno, t el espesor de la placa, d_b el diámetro del perno.

En los extremos,

$$L_c = 50\ - \frac{diámetro\ perforación}{2}$$

$$L_c = 50 - \frac{23.8}{2} = 38.1\ mm$$

La resistencia,

$$\phi R_n = 0.75 \times (1.2 L_c t F_u)$$

$$\phi R_n = 0.75 \times (1.2 \times 38.1 \times 11 \times 25.31) = 9546.68\ kgf$$

Pero,

$$\phi R_n < 2.4 d_b t F_u$$

$$2.4 d_b t F_u = 2.4 \times \frac{7}{8} \times 25.4 \times 11 \times 25.31 = 14850.39\ kgf$$

Por lo tanto,

$$\phi R_n = 9546.68 \leq 14850.39\ kgf$$

Entonces, $\phi R_n = 9546.68\ kgf$ es la resistencia que soporta la UPN de180 en las perforaciones de sus extremos.

Ahora, el valor de la fuerza (415.75 kgf) cortante es menor que la resistencia de la placa y que la resistencia de los pernos, ver tabla 4.24. Por lo tanto la conexión resiste la carga a la que está sometida.

4.4.8. VERIFICACIÓN DE LAS PLACAS

Para verificar el diseño de las placas usadas en las diferentes conexiones, se va a realizar el análisis por elementos finitos de cada una de las placas. Este análisis se lo realiza con la ayuda del programa SOLIDWORKS. Para garantizar la buena calidad de los resultados, se usó una malla con una relación de aspecto de 3 (el valor recomendado para la relación de aspecto está en el intervalo [1-6]).

4.4.8.1. Placa de anclaje

Usando los datos de la tabla 4.21, es decir las reacciones y momentos en la base de la estructura. Y, tomando las características de la placa base (resumidas en la tabla 4.28), obtenidas en el apartado 4.4.3 se procede a un análisis estático por elementos finitos en el programa SOLIDWORKS.

Tabla 4.28. Datos de la placa

DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario]	Peso Total [
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	800	12	3840000	7850	30.14	**30.14**

En la figura 4.36, se pueden ver las fuerzas y momentos aplicados a la placa base. También se pueden ver los ejes en los que se aplican las fuerzas (ver tabla 4.21).

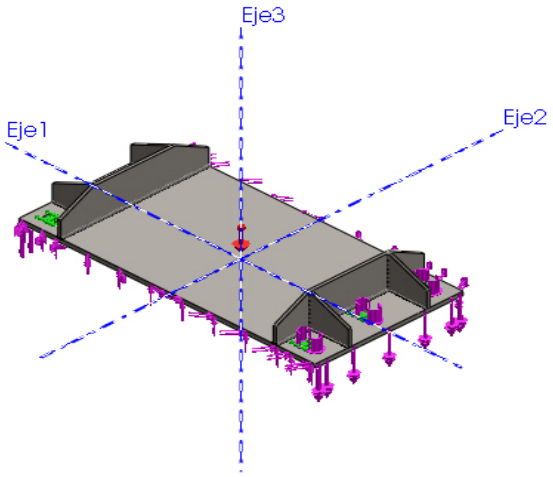


Figura 4.36. Fuerzas aplicadas a la placa de anclaje

En la figura 4.37, se puede ver los esfuerzos que se presentan en las placas de anclaje. El esfuerzo máximo en la placa es de $273.2\ \frac{kgf}{cm^2}$, que es equivalente al 10.7% del valor del límite de fluencia del acero ($2549.3\ \frac{kgf}{cm^2}$).

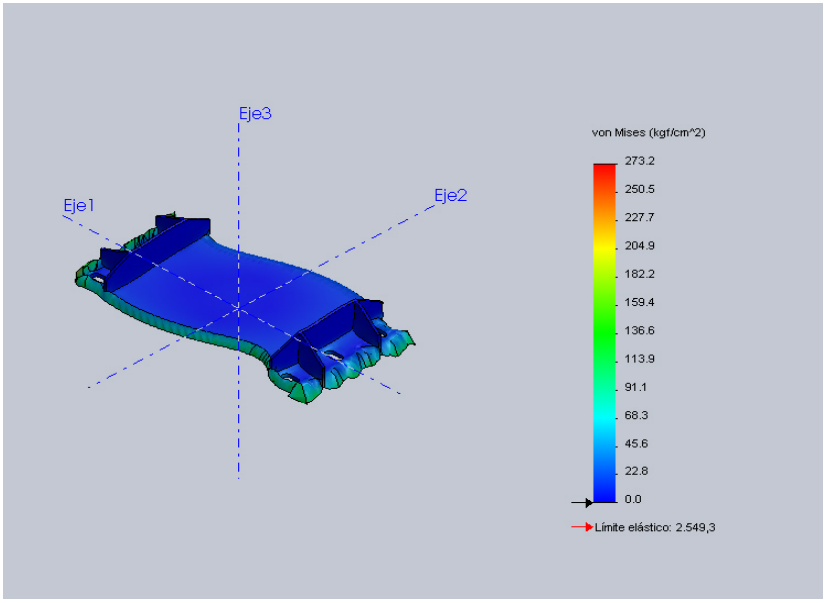


Figura 4.37. Esfuerzos en la placa base

En la figura 4.38, se puede ver la deformación de la placa base. Las deformaciones son despreciables. Por lo tanto se puede decir que la placa base cumple con los requerimientos de diseño.

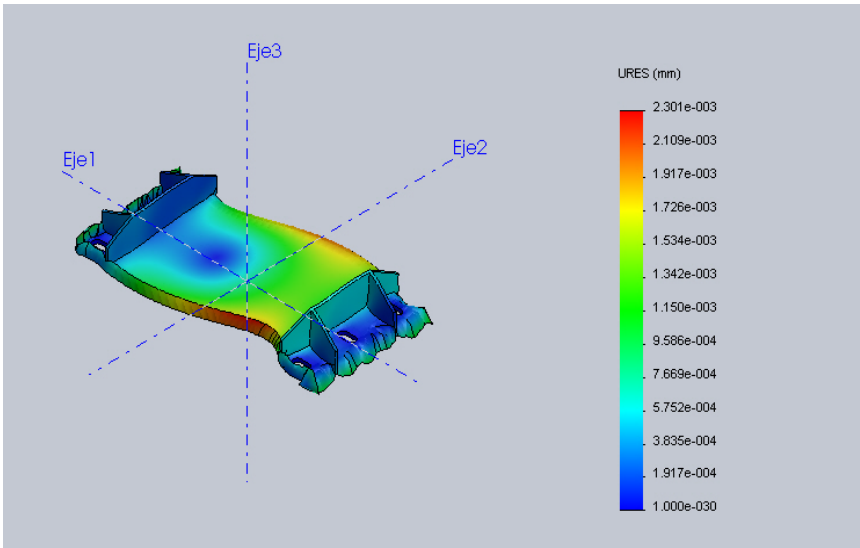


Figura 4.38. Deformaciones en la placa base

4.4.8.2. Placa de unión dintel-columna

Usando los datos de la tabla 4.22, es decir las fuerzas y momentos en la conexión entre el dintel y la columna. Y, tomando las características de la placa (resumidas en la tabla 4.29), obtenidas en el apartado 4.4.5 se procede a un análisis estático por elementos finitos en el programa SOLIDWORKS.

Tabla 4.29. Datos de la placa

DIMENSIONES [mm]			**VOLUMEN**	**DENSIDAD**	**Peso [kg]**	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario	Peso Total
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
220	220	6	290400	7850	2.284	**9.12**

En la figura 4.39, se pueden ver las fuerzas y momentos aplicados a la placa. También se pueden ver los ejes en los que se aplican las fuerzas (ver tabla 4.22).

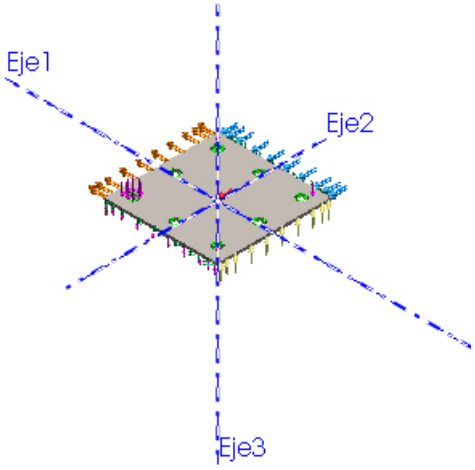


Figura 4.39. Fuerzas aplicadas a la placa

En la figura 4.40, se puede ver los esfuerzos que se presentan en las placas. El esfuerzo máximo en la placa es de $350.5\ \frac{kgf}{cm^2}$, que es equivalente al 13.7% del valor del límite de fluencia del acero ($2549.3\ \frac{kgf}{cm^2}$).

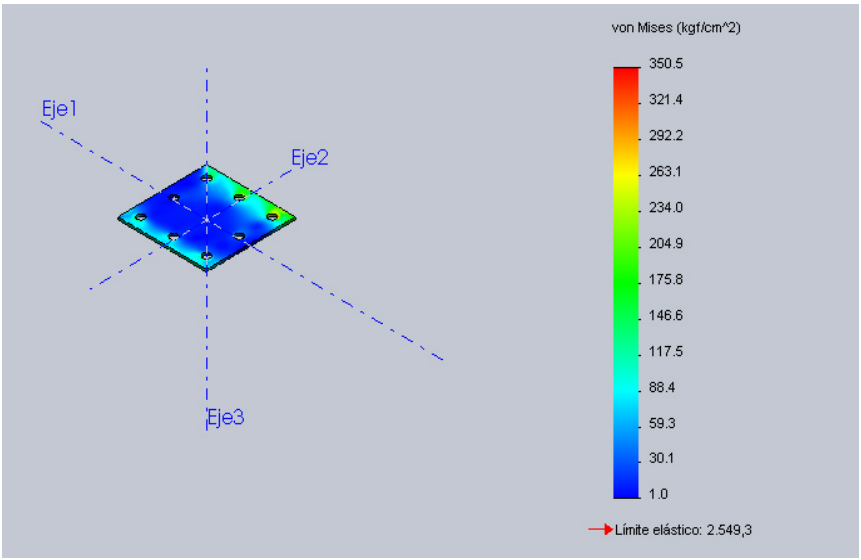


Figura 4.40. Esfuerzos en la placa

En la figura 4.41, se puede ver la deformación de la placa. Las deformaciones son despreciables. Por lo tanto se puede decir que la placa de unión entre el dintel y la columna cumple con los requerimientos de diseño.

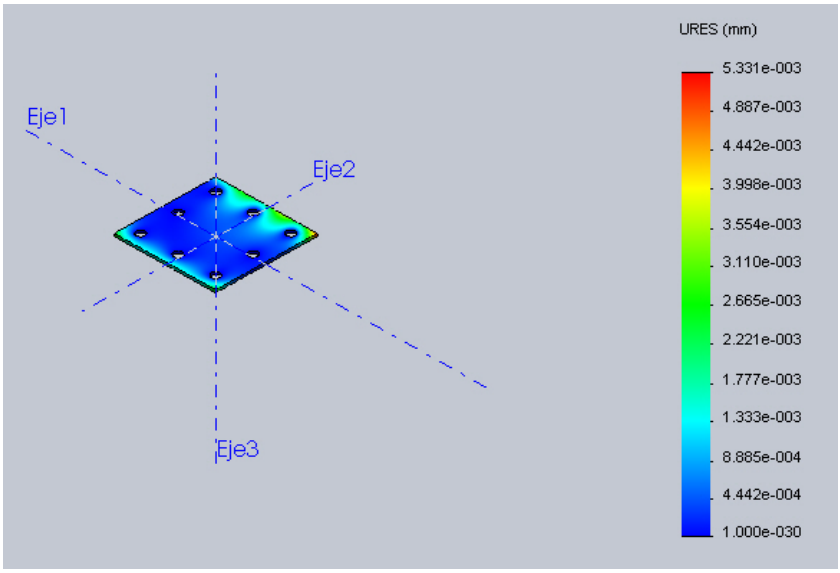


Figura 4.41. Deformaciones en la placa

4.4.8.3. Placa de unión columna-cercha

Usando los datos de la tabla 4.23, es decir las fuerzas y momentos en la conexión entre la cercha y la columna. Y, tomando las características de la placa (resumidas en la tabla 4.30), obtenidas en el apartado 4.4.6 se procede a un análisis estático por elementos finitos en el programa SOLIDWORKS.

Tabla 4.30. Datos de la placa

DIMENSIONES [mm]			**VOLUMEN**	**DENSIDAD**	**Peso [kg]**	
largo	ancho	espesor	V	Δ	Peso Unitario	Peso Total
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
300	300	12	1080000	7850	8.48	**16.96**

En la figura 4.42, se pueden ver las fuerzas y momentos aplicados a la placa. También se pueden ver los ejes en los que se aplican las fuerzas (ver tabla 4.23).

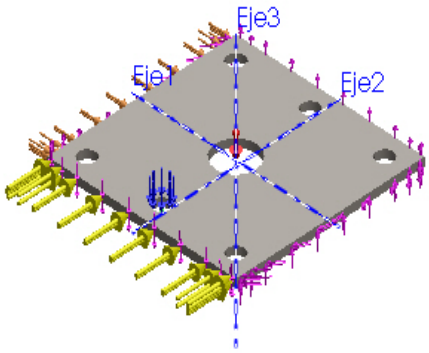


Figura 4.42. Fuerzas aplicadas a la placa

En la figura 4.43, se puede ver los esfuerzos que se presentan en las placas. El esfuerzo máximo en la placa es de $697.11\ \frac{kgf}{cm^2}$, que es equivalente al 27.3% del valor del límite de fluencia del acero ($2549.3\ \frac{kgf}{cm^2}$).

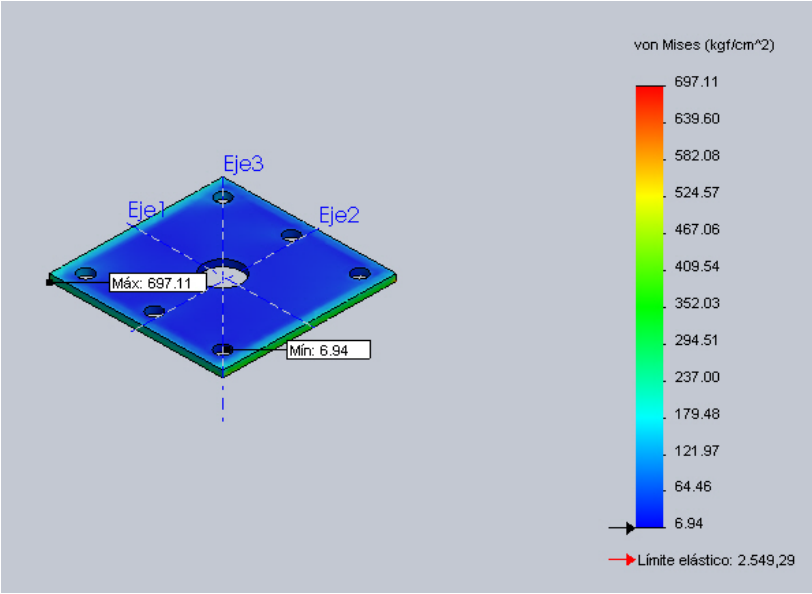


Figura 4.43. Esfuerzos en la placa

En la figura 4.44, se puede ver la deformación de la placa. Las deformaciones son despreciables. Por lo tanto se puede decir que la placa de unión entre cercha y la columna cumple con los requerimientos de diseño.

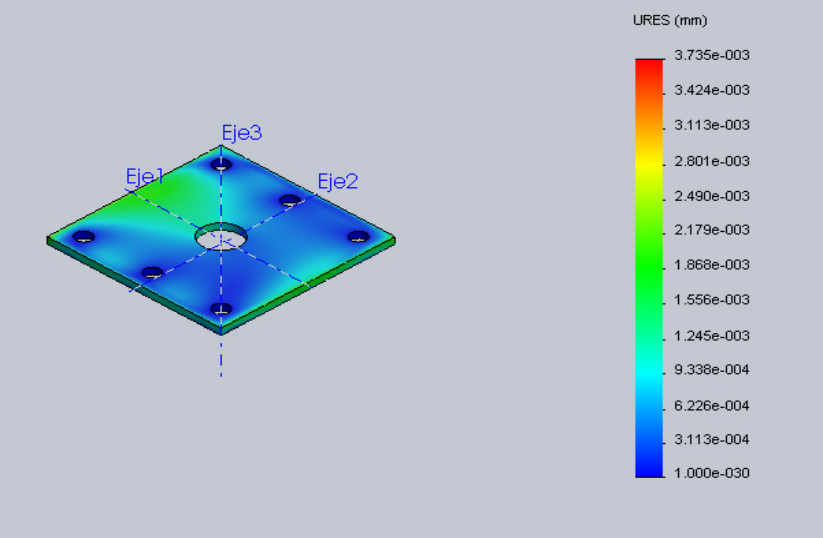


Figura 4.44. Deformaciones en la placa

4.4.8.4. UPN de unión cercha-cercha

Usando los datos de la tabla 4.24, es decir las fuerzas y momentos en la conexión entre la cercha izquierda y cercha derecha. Y, tomando las características de la UPN de unión (resumidas en la tabla 4.31), obtenidas en el apartado 4.4.7 se procede a un análisis estático por elementos finitos en el programa SOLIDWORKS.

Tabla 4.31. Datos de la UPN

DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	g = 8	b =70	V	δ	Peso Unitario	Peso Total
l	h	t	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
1077	180	11	2965610.46	7850	23.7	**23.69**

En la figura 4.45, se pueden ver las fuerzas aplicadas a la UPN, los momentos son cero porque la unión entre cerchas está ubicada en la parte superior del arco. (ver tabla 4.18).

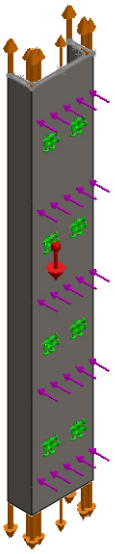


Figura 4.45. Fuerzas aplicadas a la UPN

En la figura 4.46, se puede ver los esfuerzos que se presentan en UPN de unión entre cerchas. El esfuerzo máximo en la UPN es de 87.9 $\frac{kgf}{cm^2}$, que es equivalente al 3.4% del valor del límite de fluencia del acero (2549.3 $\frac{kgf}{cm^2}$).

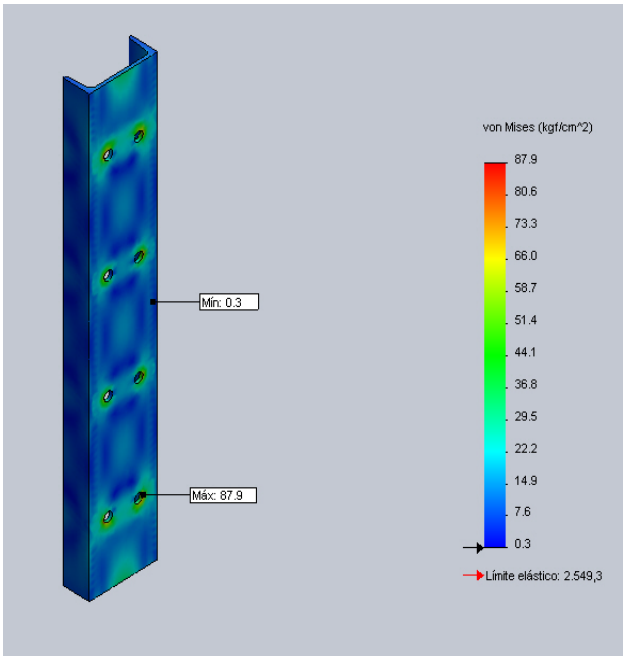


Figura 4.46. Esfuerzos en la UPN

En la figura 4.47, se puede ver la deformación de la UPN. Las deformaciones son despreciables. Por lo tanto se puede decir que la UPN de unión entre cercha izquierda y cercha derecha cumple con los requerimientos de diseño.

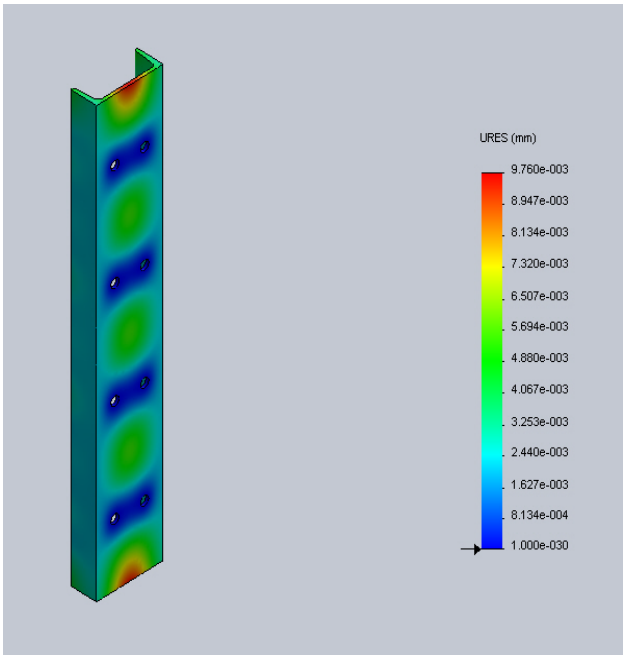


Figura 4.47. Deformaciones en la UPN

CAPÍTULO V
COSTOS

5.1. ANÁLISIS DE COSTOS

5.1.1. COSTO DEL ACERO POR KILOGRAMO INSTALADO

En la tabla 5.1, se indica el desglose del costo por kilogramo instalado de la estructura metálica. El precio del material en negro varía según el mercado, pero se va a tomar el valor actual del acero. El costo de la mano de obra incluye los soldadores armadores y obreros. La manofactura incluye, transporte, material de aporte y galvanizado.

Tabla 5.1. Desglose del costo del acero por kilogramo

Precio del material en negro	Precio de mano de obra por peso de acero	Manofactura
$/kg	$/kg	$/kg
$1.15	$1.25	$ 1.10
	Total	3.5 $/kg

5.1.2. PESO Y COSTO DE LAS COLUMNAS

5.1.2.1. Columnas de inicio y finales

A continuación, en la tabla 5.2, se indican las medidas y pesos de los elementos de la celosía de la columna.

Tabla 5.2. Lista y peso de los elementos de la celosía de la columna

largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	Ø ext		e	Pu	PT
mm	in	mm	mm	kg	kg
2500	6''	168.3	10.97	106.41	106.41
6564	5''	127	6	117.52	117.52
950	5''	127	6	17.01	17.01
8087	6''	168.3	10.97	344.21	344.21
400	2''	50.8	2	0.96	0.96
455	2''	50.8	2	1.10	1.102
510	2''	50.8	2	1.23	1.23
565	2''	50.8	2	1.36	1.36
620	2''	50.8	2	1.49	1.49
675	2''	50.8	2	1.62	1.62
730	2''	50.8	2	1.76	1.76
785	2''	50.8	2	1.89	1.89
840	2''	50.8	2	2.02	2.02
895	2''	50.8	2	2.15	2.15
894.43	2''	50.8	2	2.15	2.15
920.34	2''	50.8	2	2.22	2.22
948.74	2''	50.8	2	2.28	2.28
979.4	2''	50.8	2	2.36	2.36
1012.13	2''	50.8	2	2.44	2.44
1046.72	2''	50.8	2	2.52	2.52
1083.01	2''	50.8	2	2.61	2.61
1120.81	2''	50.8	2	2.70	2.70
1160	2''	50.8	2	2.79	2.79
1200.43	2''	50.8	2	2.89	2.89
CANTIDAD		1			625.69

Tabla 5.3. Lista y pesos de los accesorios de las columnas

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
300	300	12	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2			
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
220	220	6	2.28	**4.56**
CANTIDAD	2			
PLACA DE ANCLAJE				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
400	800	12	30.14	**30.14**
CANTIDAD	1			
PIE DE AMIGO				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
400	100	10	3.14	**6.28**
CANTIDAD	2			
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
114.5	100	10	0.90	**3.60**
CANTIDAD	4			
L 50X50X6		**ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL**		
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
127	50	6	0.60	**1.20**
CANTIDAD	2			

A partir de las tablas 5.2 y 5.3, se determina el peso total de una columna de inicio. Usando el peso obtenido de la celosía y los accesorios de la columna se puede calcular el precio, ver tabla 5.4.

Tabla 5.4. Peso total y precio de las columnas

COLUMNA INICIO	Peso elementos		Precio por kilogramo instalado	Precio
CELOSIA COLUMNA	625.69	kg	$3.50	$2,189.91
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	16.96	kg	$3.50	$59.35
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES	4.56	kg	$3.50	$15.96
PLACA DE ANCLAJE	30.14	kg	$3.50	$105.50
PIE DE AMIGO	6.28	kg	$3.50	$21.98
PIE DE AMIGO	3.60	kg	$3.50	$12.58
ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL (L 50X50X6)	1.20	kg	$3.50	$ 4.19
			TOTAL (#1 columna)	**$2,409.47**
			TOTAL (#2 columnas)	**$4,818.94**

El valor obtenido es el mismo para las dos columnas de inicio y las dos columnas finales.

5.1.2.2. Columnas intermedias

En las columnas de inicio, las características de la celosía, son las mismas que para la columnas intermedias, tienen el mismo peso (ver tabla 5.2). Lo que cambia es el peso de los accesorios, que se presentan en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Lista y peso de los accesorios de las columnas

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
300	300	12	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2			
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
220	220	6	2.28	**9.12**
CANTIDAD	4			

Tabla 5.6. Lista y peso de los accesorios de las columnas (continuación)

PLACA DE ANCLAJE				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
400	800	12	30.14	**30.14**
CANTIDAD	1			
PIE DE AMIGO				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
400	100	10	3.14	**6.28**
CANTIDAD	2			
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
114.5	100	10	0.90	**3.6**
CANTIDAD	4			
AL 50X50X6		**ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL**		
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
127	50	6	0.6	**2.39**
CANTIDAD	4			

Tabla 5.7. Peso total y precio de las columnas

COLUMNA INTERMEDIA	**Peso elementos**		**Precio por kilogramo instalado**	**Precio**
CELOSIA COLUMNA	625.69	kg	$3.50	$2,189.91
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	16.96	kg	$3.50	$59.35
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES	9.12	kg	$3.50	$31.91
PLACA DE ANCLAJE	30.14	kg	$3.50	$105.50
PIE DE AMIGO	6.28	kg	$3.50	$21.98
PIE DE AMIGO	3.6	kg	$3.50	$12.58
ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL (L 50X50X6)	2.39	kg	$3.50	$8.37
			TOTAL (#1 columna)	**$2,429.61**
			TOTAL (#10 columnas)	**$24,296.12**

5.1.3. PESO Y COSTO DE LAS CERCHAS

Tabla 5.8. Lista y peso de los elementos de la celosía de la cercha

largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	Øext		e	Pu	PT
mm	in	mm	mm	kg	kg
10671.00	5 ''	127	6	191.06	191.06
4800.00	5 ''	127	6	85.94	85.94
950.00	5 ''	127	6	17.01	17.01
3670.00	5 ''	127	6	65.71	65.71
10310.00	5 ''	127	6	184.6	184.6
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	3.36	3.36
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	4.67	4.67
1340.13	3''	76.2	3	7.26	7.26
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	4.74	4.74
CANTIDAD	1				**673.11**

Tabla 5.9. Lista y pesos de los accesorios de la cercha

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA				
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
300	300	12	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2			
UPN 180		**PARA UNIR CERCHA-CERCHA**		
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	g = 8	b =70	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	h	t	Pu	PT
1077	180	11	23.69	**23.69**
CANTIDAD	1			
AL 50X50X4		**ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA**		
DIMENSIONES, mm			**Peso, kg**	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
50	50	4	0.16	**3.45**
CANTIDAD	22			

A partir de las tablas 5.8 y 5.9, se determina el peso total de una cercha. Usando el peso obtenido de la celosía y los accesorios de la cercha se puede calcular el precio, ver tabla 5.10.

Tabla 5.10. Peso total y precio de las cercha

CERCHA	**Peso elementos**		**Precio por kilogramo instalado**	**Precio**
CELOSIA CERCHA	673.11	kg	$3.50	$2,355.87
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	16.96	kg	$3.50	$59.35
UPN 180 PARA UNIR CERCHA-CERCHA	23.69	kg	$3.50	$82.93
ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL (L 50X50X6)	3.45	kg	$3.50	$ 12.09
			TOTAL (#1 cercha)	**$2,510.23**
			TOTAL (#14 cerchas izquierda y derecha)	**$35,143.26**

El valor obtenido para una cercha es el mismo para el lado izquierdo y el derecho.

5.1.4. PESO Y COSTO DE LOS DINTELES

Tabla 5.11. Lista y peso de los elementos de la celosía del dintel

largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	Øext		e	Pu	PT
mm	in	mm	mm	kg	kg
6321.00	4''	101.6	3	46.11	46.11
6321.00	4''	101.6	3	46.11	46.11
500.00	4''	101.6	3	3.65	3.65
500.00	4''	101.6	3	3.65	3.65
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	1.77	1.77
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	2.85	2.85
CANTIDAD	1				**143.93**

Tabla 5.12. Peso de las placas para unir columna-dinteles

DIMENSIONES, mm			Peso, kg	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
220	220	6	2.28	**9.12**
CANTIDAD	4			

A partir de las tablas 5.11 y 5.12, se determina el peso total de un dintel. Usando el peso obtenido de la celosía y las placas de unión entre el dintel y la columna se puede calcular el precio, ver tabla 5.13.

Tabla 5.13. Peso total y precio de las cercha

DINTEL	Peso elementos		Precio por kilogramo instalado	Precio
CELOSIA DINTEL	143.93	kg	$3.50	$503.76
PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL	9.12	kg	$3.50	$31.91
			TOTAL (#1 dintel)	**$535.68**
			TOTAL (#12 dinteles)	**$6,428.15**

5.1.5. PESO Y COSTO DE LAS CORREAS

5.1.5.1. Correas ubicadas en el inicio y el final de la cubierta

En la tabla 5.14, se presenta las características y los pesos de las correas ubicadas en el inicio y el final de la cubierta.

Tabla 5.14. Correas de los extremos de la cubierta

largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	Øext		e	Pu	PT
mm	in	mm	mm	kg	kg
6000.00	5 ''	127	3	55.04	55.04
1197.85	5 ''	127	3	10.99	10.99
200.00	4 ''	101.6	3	1.46	1.46
CANTIDAD	1				**67.49**

Tabla 5.15. Ángulos para unir las correas de los extremos de la cubierta

DIMENSIONES, mm			Peso, kg	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
50	50	4	0.16	**0.47**
CANTIDAD	3			

A partir de las tablas 5.14 y 5.15, se determina el peso total de una correa. Usando el peso obtenido de la correa y los ángulos de unión entre la correa y la cercha se puede calcular el precio, ver tabla 5.16.

Tabla 5.16. Peso total y precio de las correas

CORREA	Peso elementos		Precio por kilogramo instalado	Precio
ELEMENTO ARMADO	67.49	kg	$3.50	$236.22
ÁNGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA	0.47	kg	$3.50	$1.65
			TOTAL (#1 correa)	**$237.87**
			TOTAL (#22 correas)	**$5233.20**

5.1.5.2. Correas intermedias

En la tabla 5.17, se presenta las características y los pesos de las correas ubicadas en el inicio y el final de la cubierta.

Tabla 5.17. Correas de los extremos de la cubierta

largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	**Øext**		**e**	**Pu**	**PT**
mm	in	mm	mm	kg	kg
6000.00	5 ''	127	3	55.04	55.04
480.00	5 ''	127	3	4.40	4.40
200.00	4 ''	101.6	3	1.46	1.46
CANTIDAD	1				**60.91**

Tabla 5.18. Ángulos para unir las correas de los extremos de la cubierta

DIMENSIONES, mm			Peso, kg	
largo	ancho	espesor	Peso Unitario, kg	Peso Total, kg
l	a	e	Pu	PT
50	50	4	0.16	**0.314**
CANTIDAD	2			

A partir de las tablas 5.17 y 5.18, se determina el peso total de una correa. Usando el peso obtenido de la correa y los ángulos de unión entre la correa y la cercha se puede calcular el precio, ver tabla 5.19.

Tabla 5.19. Peso total y precio de las correas

CORREA	Peso elementos		Precio por kilogramo instalado	Precio
ELEMENTO ARMADO	60.91	kg	$3.50	$236.22
ÁNGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA	0.314	kg	$3.50	$1.65
			TOTAL (#1 correa)	**$214.27**
			TOTAL (#88 correas)	**$18,856.07**

5.1.6. CUBIERTA ESTILPANEL AR-2000

En la tabla 5.20 se indican las características del panel que se va a usar para la cubierta. Se van a utilizar 195 paneles, que cubren la totalidad del área de la estructura.

Tabla 5.20. Características del ESTILPANEL AR-2000

LONGITUD	ANCHO ÚTIL	ESPESOR	PESO
mm	mm	mm	kg/m^2
7000	1040	0.60	5.40

Tabla 5.21. Precio de los paneles de la cubierta

CUBIERTA ESTILPANEL AR-2000			Precio por unidad	Precio
PANEL AR-2000	1	U	$55.00	$55
			TOTAL (#195 paneles)	**$10,725.00**

5.2. PROFORMA FINAL

Una vez realizado el cálculo de la estructura y finalizado el diseño, se va a determinar los costos de realización del proyecto. El costo debe ser competitivo respecto a otras empresas que construyen estructuras metálicas.

Tabla 5.22. Proforma

It.	Descripción	Cant.	U	P. Unit.	P. Total
1.-	**OBRAS PRELIMINARES**				
1.1	DESBROCE, LIMPIEZA Y DESALOJO DEL TERRENO (NO. INC. DEMOLICION)	420.00	m^2	$ 0.72	$ 302.40
1.2	INSTALACIONES PROVISIONALES (Agua potable, energía eléctrica)	1.00	Gbl.	$ 135.00	$ 135.00
1.3	REPLANTEO Y TRAZADO	200.00	m^2	$ 0.54	$ 108.00
			SUBTOTAL 1		**$ 545.40**
2.-	**OBRA CIVIL**				
	MOVIMIENTO DE TIERRA				
2.1	EXCAVACION MANUAL (PLINTOS, MUROS)	23.30	m^3	$ 4.05	$ 94.37
2.2	DESALOJO DE MATERIAL (INC. 30% ESPONJAMIENTO)	30.29	m^3	$ 6.30	$ 190.83
2.3	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL CON MAT. IMP. (MEJORAMIENTO)	5.12	m^3	$ 16.20	$ 82.94
	ESTRUCTURAS				
2.4	**REPLANTILLO** DE HORMIGON SIMPLE. (e=5cm, f'c=140 Kg/cm2)	7.20	m^2	$ 70.20	$ 505.44
2.5	**PLINTOS** DE H. A. f´c=210Kg/cm², Fy=4200Kg/cm² (0.6 X 0.6 X 0.2m)	20.00	U.	$ 10.49	$ 209.80
2.6	**COLUMNAS** DE H. A. f´c=210Kg/cm², Fy=4200Kg/cm² (0.2 X 0.2 X 3.55m, 28 U.)	2.68	m^3	$ 246.15	$ 659.68
2.7	**MURO DE HORM. CICLOPEO**: / Piedra 60%, / Ho.(f´c=140Kg/cm²) 40% / (0.4 x 0.4m, L=55.2m)	8.83	m^3	$ 113.13	$ 999.16
2.8	**RIOSTRAS** DE H. A. f´c=210Kg/cm², Fy=4200Kg/cm² (0.2 X 0.2m, L=55.20m.)	2.20	m^3	$ 198.54	$ 436.79
			SUBTOTAL 2		**$ 3,179.01**

Tabla 5.22. Proforma (continuación)

It.	Descripción	Cant.	Peso	U	P. Unit.	P. Total
3.-	**CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA**			|		
	COLUMNA INICIO					
3.1	CELOSIA COLUMNA	1	625.688	kg	$ 3.50	$ 2,189.91
3.2	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	2	8.478	kg	$ 3.50	$ 59.35
3.3	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES	2	2.280	kg	$ 3.50	$ 15.96
3.4	PLACA DE ANCLAJE	1	30.144	kg	$ 3.50	$ 105.5
3.5	PIE DE AMIGO	2	3.140	kg	$ 3.50	$ 21.98
3.6	PIE DE AMIGO	4	0.899	kg	$ 3.50	$ 12.58
3.7	ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL L 50X50X6	2	0.598	kg	$ 3.50	$ 4.19
	CANTIDAD #	2		**SUBTOTAL A**		**$ 2,409.47**
				SUBTOTAL 3		**$ 4,818.94**
	COLUMNA FINAL					
3.8	CELOSIA COLUMNA	1	625.688	kg	$ 3.50	$ 2,189.91
3.9	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	2	8.478	kg	$ 3.50	$ 59.35
3.10	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES	2	2.280	kg	$ 3.50	$ 15.96
3.11	PLACA DE ANCLAJE	1	30.144	kg	$ 3.50	$ 105.5
3.12	PIE DE AMIGO	2	3.140	kg	$ 3.50	$ 21.98
3.13	PIE DE AMIGO	4	0.899	kg	$ 3.50	$ 12.58
3.14	ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL L 50X50X6	2	0.598	kg	$ 3.50	$ 4.19
	CANTIDAD #	2		**SUBTOTAL B**		**$ 2,409.47**
				SUBTOTAL 4		**$ 4,818.94**
	COLUMNAS INTERMEDIAS					
3.15	CELOSIA COLUMNA	1	625.688	kg	$ 3.50	$ 2,189.91
3.16	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	2	8.478	kg	$ 3.50	$ 59.35
3.17	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES	4	2.280	kg	$ 3.50	$ 31.91
3.18	PLACA DE ANCLAJE	1	30.144	kg	$ 3.50	$ 105.50
3.19	PIE DE AMIGO	2	3.140	kg	$ 3.50	$ 21.98
3.20	PIE DE AMIGO	4	0.899	kg	$ 3.50	$ 12.58
3.21	ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL L 50X50X6	4	0.598	kg	$ 3.50	$ 8.37
	CANTIDAD #	10		**SUBTOTAL C**		**$ 2,429.61**
				SUBTOTAL 5		**$ 24,296.12**

Tabla 5.22. Proforma (continuación)

It.	Descripción	Cant.	Peso	U	P. Unit.	P. Total
	DINTEL					
3.22	CELOSIA DINTEL	1	143.93	kg	$ 3.50	$ 503.76
3.23	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES	4	2.28	kg	$ 3.50	$ 31.91
	CANTIDAD #	12		**SUBTOTAL D**		**$ 535.68**
				SUBTOTAL 6		**$ 6,428.15**
	CERCHA DERECHA					
3.24	CELOSIA CERCHA	1	673.105	kg	$ 3.50	$ 2,355.87
3.25	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	2	8.478	kg	$ 3.50	$ 59.35
3.26	UPN 180 PARA UNIR CERCHA-CERCHA UPN 180	1	23.694	kg	$ 3.50	$ 82.93
3.27	ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA L 50X50X4	22	0.157	kg	$ 3.50	$ 12.09
	CANTIDAD #	7		**SUBTOTAL E**		**$ 2,510.23**
				SUBTOTAL 7		**$ 17,571.63**
	CERCHA IZQUIERDA					
3.28	CELOSIA CERCHA	1	673.105	kg	$ 3.50	$ 2,355.87
3.29	PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA	2	8.478	kg	$ 3.50	$ 59.35
3.30	UPN 180 PARA UNIR CERCHA-CERCHA UPN 180	1	23.694	kg	$ 3.50	$ 82.93
3.31	ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA L 50X50X4	22	0.157	kg	$ 3.50	$ 12.09
	CANTIDAD #	7		**SUBTOTAL G**		**$ 2,510.23**
				SUBTOTAL 8		**$ 17,571.63**
	CORREAS INICIO					
3.32	ELEMENTO ARMADO	1	67.49	kg	$ 3.50	$ 236.22
3.33	ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA L 50X50X4	3	0.15	kg	$ 3.50	$ 1.65
	CANTIDAD #	22		**SUBTOTAL H**		**$ 237.87**
				SUBTOTAL 9		**$ 5,233.20**
	CORREAS INTERMEDIAS					
3.34	ELEMENTO ARMADO	1	60.9070	kg	$ 3.50	$ 213.17
3.35	ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA L 50X50X4	2	0.1570	kg	$ 3.50	$ 1.10
	CANTIDAD #	88		**SUBTOTAL I**		**$ 214.27**
				SUBTOTAL 10		**$ 18,856.07**

Tabla 5.22. Análisis de costos de la obra (continuación)

It.	Descripción	Cant.	Peso	U		P. Unit.
	CORREAS FINAL					
3.36	ELEMENTO ARMADO	1	67.49	kg	$ 3.50	$ 236.22
3.37	ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA L 50X50X4	3	0.15	kg	$ 3.50	$ 1.65
	CANTIDAD #	22		**SUBTOTAL J**		**$ 237.87**
				SUBTOTAL 11		**$ 5,233.20**
4.-	**CUBIERTA DE ESTILPANEL AR-2000**					
4.1	PANEL AR-2000 (ANCHO ÚTIL= 1040 mm x LONGITUD = 7000 ; altura de onda = 37mm)	1	---	U.	$ 55.00	$ 55.00
	CANTIDAD #	195		**SUBTOTAL K**		**$ 55.00**
				SUBTOTAL 12		**$ 10,725.00**

SUBTOTAL(1-12)	**$ 119,277.28**
GASTOS OPERACIONALES (10%)	**$ 11,927.73**
Utilidad (15%)	**$ 17,891.59**
SUBTOTAL	**$ 149,096.60**
12% IVA	**$ 17,891.59**
TOTAL	**$166,988.10**

En la tabla 5.22, se ve el costo final de cada elemento, para ver los detalles de los costos unitarios ir al apartado 5.1, y para mayores detalles al Anexo A3. En este valor está incluida la mano de obra, los materiales, los consumibles, transporte, galvanizado según la norma ASTM A123 y montaje. Al final se obtiene el precio total de la cubierta y su estructura, incluidos gastos operacionales, la utilidad y los impuestos.

Comparando con las proformas realizadas por otras empresas (ver Anexo A4), se puede ver que el precio final de la construcción de la cubierta, es mayor que las alternativas del mercado. Esta diferencia en el precio de fabricación se debe a la robustez de la estructura, que está diseñada para soportar todas las cargas establecidas por la norma y además se incluye la adecuación del terreno y montaje. Las estructuras de la competencia, no cumplen con las normas constructivas en el Ecuador, para mantener precios bajos aprovechando la falta de seriedad en la fiscalización. Esto se hace en detrimento de la seguridad para los usuarios.

CAPÍTULO VI
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

En el diseño de la estructura metálica para la cubierta de la cancha de baloncesto ubicada junto al edificio de Ingeniería Mecánica de la EPN, se usaron los principios de diseño de las especificaciones y comentarios de la norma de diseño por LRFD de la AISC 2005. Usando este método se obtuvo una estructura confiable, que cumple con todos los requisitos estipulados para todas las combinaciones de cargas, que pueden aparecer por el uso y las condiciones del entorno. También cumple con las normas de seguridad para proteger a los usuarios en caso de siniestro.

Con la ayuda del programa SAP2000 v.16 se modeló y simuló la estructura de la cubierta para obtener las dimensiones reales de los elementos y el tipo de sección estructural para resistir las cargas a las que está sometida la estructura. Además, usando el programa SOLIDWORKS, se realizó el cálculo de los apoyos y las conexiones empernadas y soldadas.

El ingeniero proyectista debe buscar que una estructura sea confiable y que aporte a la estética del entorno. La forma de la cubierta en arco carpanel de este proyecto (la alternativa seleccionada), tiene ventajas estructurales y estéticas respecto a las cubiertas tradicionales de dos aguas, aportando a una visión moderna en la que la funcionalidad está relacionada con la armonía urbana.

Finalmente se cumplió el principal objetivo, diseñar una edificación segura con un precio competitivo en el mercado nacional. Con el valor agregado que cumple con normas internacionales, su vida útil es elevada (tratamiento superficial de galvanizado), y gracias al diseño de sus conexiones empernadas su montaje se vuelve rápido, seguro y limpio.

6.2. RECOMENDACIONES

Es importante que el ingeniero que diseña una edificación de acero tenga conocimientos de los principios estructurales, de las normas y códigos que rigen la construcción en acero y que tenga principios éticos para que pueda diseñar estructuras seguras. Que prefiera dar un producto de calidad sin tener necesidad de sacrificar la seguridad por rentabilidad.

La utilización de programas como el SAP2000 y el SOLIDWORKS, agilitan el proceso de diseño. Permiten evaluar diferentes alternativas, sin incurrir en gastos extras, comprender el comportamiento de la estructura ante las cargas impuestas y ayudan a pasar rápidamente del diseño preliminar al definitivo. La disminución en el tiempo del proceso de diseño, gracias a su versatilidad disminuyen costos en el proceso de fabricación.

Es importante tomar en cuenta al momento de diseñar la estructura, que el proceso de soldadura esté bien regulado. La calidad y precisión de las piezas soldadas influye directamente en el armado y montaje de la estructura. Un buen proceso, permite mantener las condiciones de diseño, evitando realizar arreglos improvisados que afectarán el desempeño y vida útil de la estructura.

En el análisis realizado, se determinó que las perdidas aproximadas por desperdicio de material, alcanza el 10% del peso total de la estructura. Estas pérdidas se producen en la fabricación de elementos y conexiones.

Se recomienda que en el diseño y fabricación de estructuras, se respeten las recomendaciones de las normas constructivas. De esta manera, se entregará un producto de mejor calidad y larga vida útil. Además, acatando los mínimos impuestos por la norma se garantiza la seguridad de equipos y personas en casos extremos. Es necesario realizar un diseño responsable en pro de la mejora de la infraestructura.

BIBLIOGRAFÍA

AFL ARQUITECTS; (2014); Peter Mokaba Stadium; Recuperado en http://aflarch.demonweb.co.uk/projects.php?action=showProject&catID=43&projectID=171

AMERICAN BRIDGE COMPANY; (2009); Sunshine Skyway Bridge (Foto del blog); Recuperado en http://www.americanbridge.net/experience/experience_detail.php?prj_ab_id=SunsSt.%2027072004092112674

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual of Steel Construction; Décimo Tercera Edición; AISC; USA; 2005

AMERICAN WELDING SOCIETY; AWS D1.1; 2010

ARCHI EXPO; (2014); Air- supported Structure (for Sporting Fields) (Foto del blog); Recuperado en http://www.archiexpo.com/prod/dbs-mont/air-supported-structures-sporting-fields-87104-735112.html

ARTISANS DU PATRIMOINE; (14 de marzo de 2014); Pont de Perronet a Brunoy (Foto del blog); Recuperado en http://www.monumentum.fr/pont-perronet-pa00087840.html

ATRAC; (2013); Overhead Cranes, Gantry Cranes and Monorails (Foto del blog); Recuperado en http://www.atrac.com.br/View.aspx?uid=Equipments_FlowMeter&locale=en

ASCE/SEI 7;Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures; ASCE; USA; 2006

BLEIBTREU ; 2014 ; Berlin's Main Train Station (Foto del blog) ; Recuperado en http://www.bleibtreu.com/hauptbahnhof_berlin.aspx?lang=en

CEVALLOS, G; Manual De Dibujo Técnico; Quito; 1996

CHÉRREZ, C; Diseño y Presupuesto para La Construcción Del Coliseo Para La Parroquia De Guanujo (Tesis); Facultad de Ingeniería Civil; Escuela Politécnica Nacional; 2010

COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN; NEC-11; 2011

ETLIN, R; (Enero de 2013); History Speaks; CHS Magazine; Issue # 91

ENGEL, H; Sistemas de Estructuras; Editorial Gustavo Gili; Barcelona; 2001

FIBA; Equipamiento Para Baloncesto; 2000; Recuperado de http://www.fibaamericas.com/files/informes/318D0CC64A274AAA981916FB1EEFE322.pdf

GERE,J; Mecánica de Materiales; Ed. Thomson; Sexta Edición; México; 2006

GUARDIOLA, A; BASSET, L; Evolución Histórica del ARCO como Elemento Estructural en Arquitectura; Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras; 2008; Recuperado de http://ficus.pntic.mec.es/apem0032/arcos.pdf

GUARDIOLA, A; Diseño y Predimensionado de una Celosía de Cordones Paralelos; Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras; Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia; 2008.

HUERTA, S; Diseño Estructural de Arcos, Bóvedas y Cúpulas en España ca.1500 ca.1800 (Tesis); Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid; 1990

INAMHI; Anuarios Meteorológicos; (2001-2011)

KASSIMALI, A; Structural Analyisis; Cengage Learning; Cuarta Edición; Stamford; 2010

LÓPEZ, J. A.; Modelo de Elementos Finitos para el Cálculo de Arcos. Validación en Estructuras Agroindustriales de Acero (Tesis Doctoral); Departamento de Mecánica de Medios Continuos; Universidad de Sevilla; 2001

MANZANARES, A; Cálculo de Parámetros de Imperfección en Arcos Metálicos de Sección de Cajón (Tesis Doctoral); Univerdidad de Castilla-La Mancha, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos de Albacete; 2003

MCDONALD, M; (24 de noviembre de 2013); Global Warning Could Be Helped by Hybrid Nuclear Plants; Recuperado en http://drjudywood.com/articles/DEW/StarWarsBeam1.html

MCKENZIE, W; Examples In Structural Analysis; Taylor & Francis; London; 2006

MCORMAC; Diseño de Estructuras de Acero; Editorial Alfa y Omega; México; 2002

MICRON OPTICS; (19 de julio de 2013); Fiber Optic Sensing Systems From Micron Optics Form the Foundation of World's First Fully Integrated Structural Health Monitoring System for Steel Truss Bridges (Foto del blog); Recuperado en http://micronoptics.com/blog/2013/07/19/micron-optics-inc-fiber-optics-sensing-systems-form-the-foundation-of-worlds-first-fully-integrated-structural-health-monitoring-system-for-steel-truss-bridges/

ROD PYLE (director); 2005; Maravillas Modernas, El Arco; History Channel; Recuperado de http://www.history.com

SALMON, G; JOHNSON, J; Steel Structures Design and Behaviour; Cuarta Edición; Harper Collins College Publishers; USA; 1996

WHEELER, A.T. et ALL; Design Model for bolted Moment End Plate Connections using Rectangular Hollow Sections; University of Sydney; Australia; 2006

WOOD, J; REYNOLDS, M; (17 de octubre de 2006); The Star Wars Beam Weapons (Foto del blog); Recuperado en http://drjudywood.com/articles/DEW/StarWarsBeam1.html

ANEXO A1

Tabla A1.1. Coeficiente de presión externa C_p

Superficie	$\frac{L}{B}$	C_p	**Usar con**
Pared en Barlovento	Todos los valores	0.8	q_z
Pared en Sotavento	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Pared Lateral	Todos los valores	-0.7	q_h

Tabla A1.1. Coeficiente de presión externa C_p (continuación)

Dirección del viento	Barlovento								Sotavento		
	Ángulo θ en grados								Ángulo θ en grados		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥ 60#	10	15	≥ 20
Normal a la cumbrera para θ ≥ 10°	≤ 0.25	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	-0.20	0.0	0.40	0.01	-0.30	-0.50	-0.60
		-0.18	0.0	0.20	0.30	-0.30	0.40		Θ			
	0.5	-0.90	-0.70	-0.40	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.01	-0.50	-0.50	-0.60
		-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	0.40	Θ			
	≥ 1.0	-1.3	-1.00	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	0.0	0.01	-0.70	-0.60	-0.60
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	θ	-0.70	-0.60	-0.60

Normal a la cumbreara θ < 10° y paralela a la cumbreara para todo θ					
	≤ 0.5	Distancia horizontal desde le borde de barlovento	C_p	* Valor dado para fines de interpolación	
		0 a h/2	-0.9, -0.18	** Valor que puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:	
		h/2 a h	-0.9, -0.18		
		h a 2h	-0.5, -0.18		
		> 2h	-0.3, -0.18		
	≥ 1.0	0 a h/2	-1.3**, -0.18	Área ($m^{2)}$	Factor de reducción
				≤ 10	1
		> h/2	-0.7, -0.18	20	0.9
				> 100	0.9

Notas:

1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
2. Se permite interpolación lineal para valores de L/B, h/l y θ distintos a los indicados. La interpolación sólo se llevará a cabo entre valores del mismo signo. Donde no se dan valores del mismo signo, se tomará 0.0 para propósitos de interpolación.
3. Donde aparezcan dos valores de C_p indica que la pendiente de la cubierta da barlovento está sujeta a presiones o succiones y la estructura de la cubierta deberá diseñarse para ambas condiciones. E este caso para valores intermedios de h/L, la interpolación solo podrá realizarse entre valores de C_p que tengan el mismo signo.
4. Para cubiertas con una sola pendiente, su superficie total será de barlovento o sotavento.
5. Para edificios flexibles se debe usar un valor de G apropiado, según lo indique la sección B.6.5.8.
6. Para domos (superficies abovedadas) debe usarse la figura B.6.5.4 y para cubiertas en arco debe usarse la figura B.6.5.5
7. Notación:

B: dimensión horizontal de edificio, en m, medidas en dirección normal al viento.
L: dimensión horizontal del edificio, en m, medida en dirección paralela al viento.
h; altura media de la cubierta en m, excepto que para $\theta \leq 10°$, se usará la altura del alero.
z: altura sobre el terreno, en m
G: factor del efecto de ráfaga.
q_z, q_h: presión de velocidad del viento, N/m^2, evaluada a la altura respectiva
θ: ángulo del plano de la cubierta con respecto a la horizontal, en grados.

8. Para cubiertas en mansarda, la superficie superior horizontal y la superficie inclinada a sotavento se considerarán para efectos de uso de la tabla como superficie a sotavento.
9. A excepción del sistema principal (SPRFV) en la cubierta que consiste en pórticos resistentes a momento, el cortante horizontal total deberá ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento sobre las superficies de la cubierta.

#Para cubiertas con $\theta > 80°$ usar C_p=0.8. (ASCE; 2006; pág. 49)

ANEXO A2

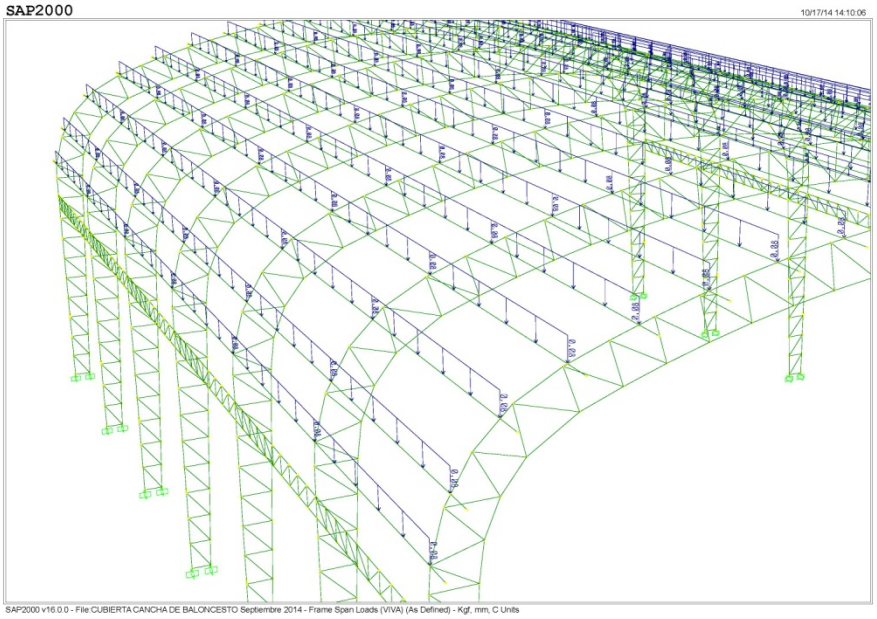


Figura A2.1. Carga viva

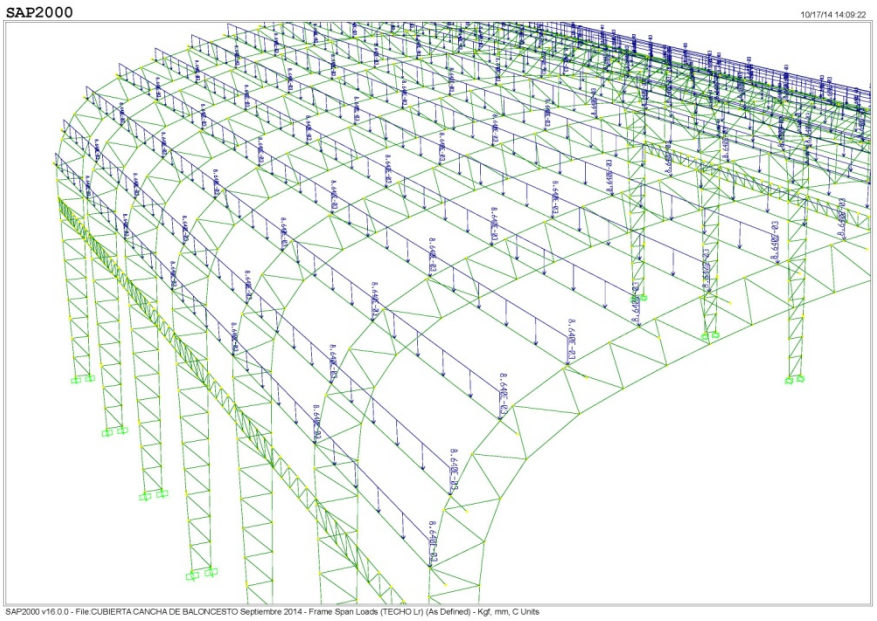


Figura A2.2. Carga de techo

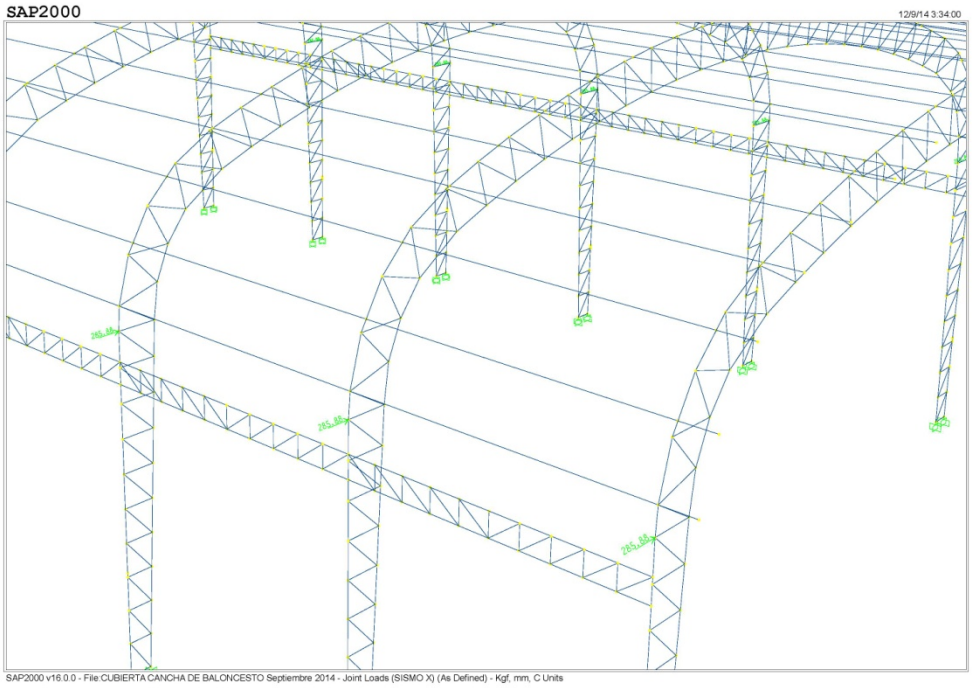


Figura A2.3. Carga de sismo en X

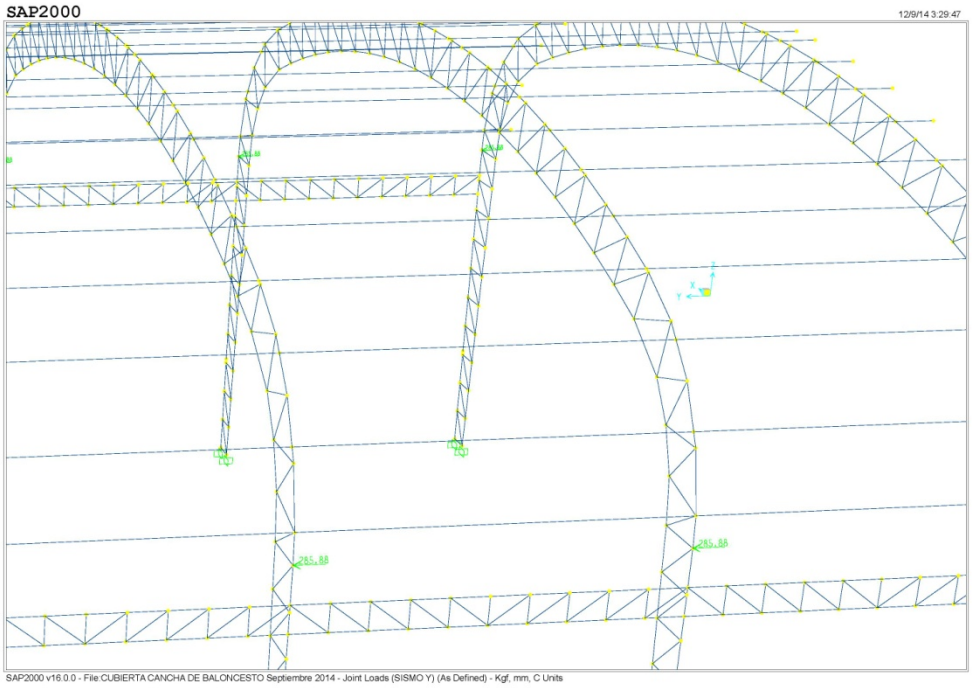


Figura A2.4. Carga de sismo en Y

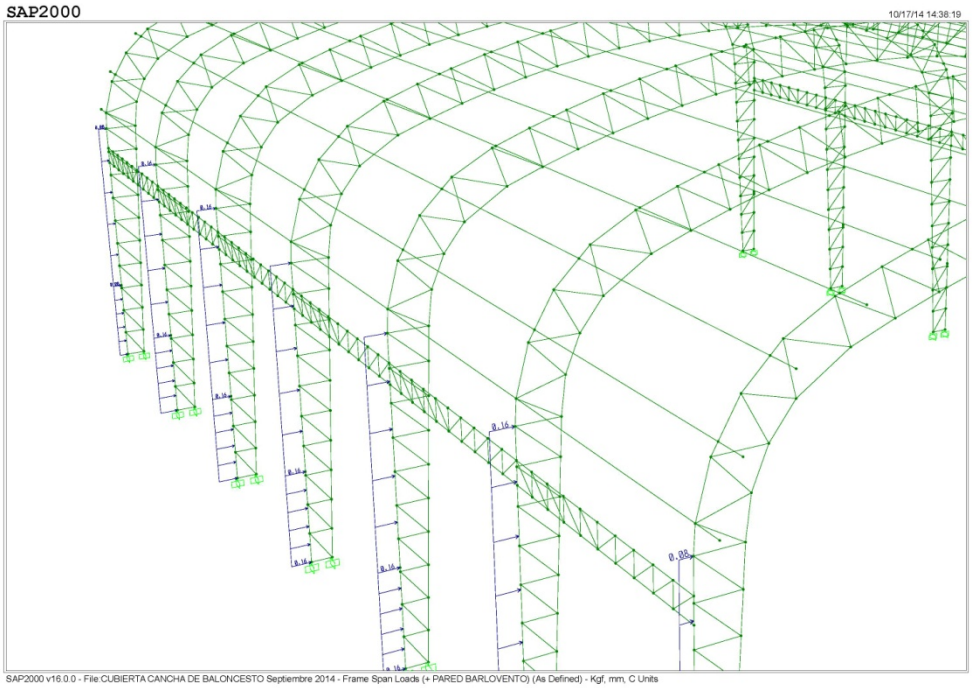


Figura A2.5. Carga de viento, pared a barlovento (qi positiva)

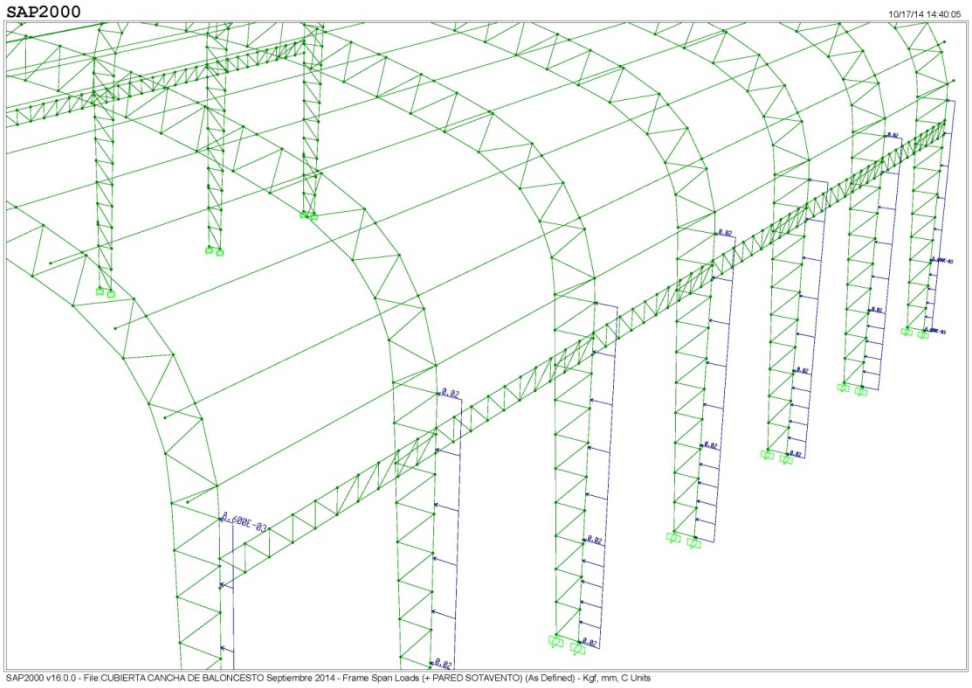


Figura A2.6. Carga de viento, pared a sotavento (qi positiva)

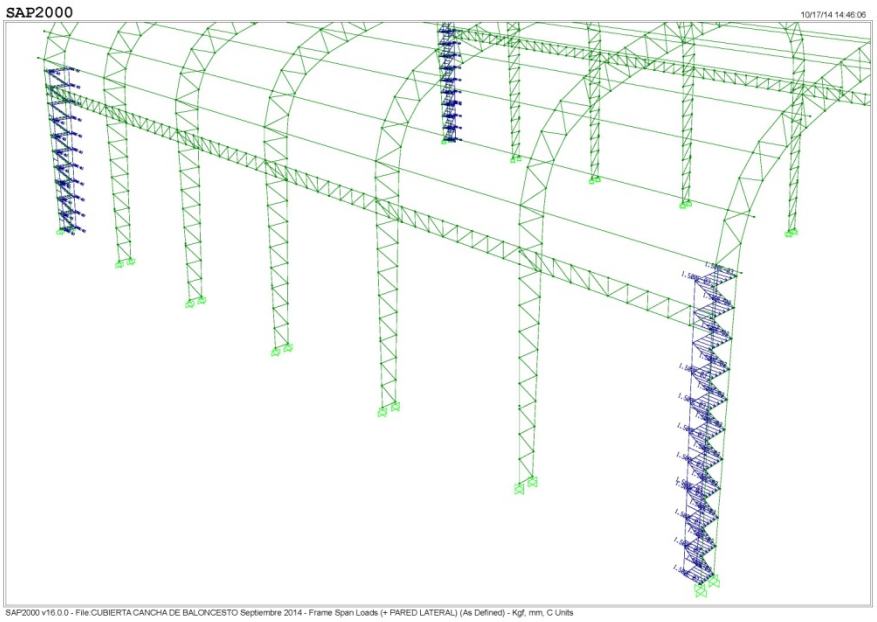


Figura A2.7. Carga de viento lateral (qi positiva)

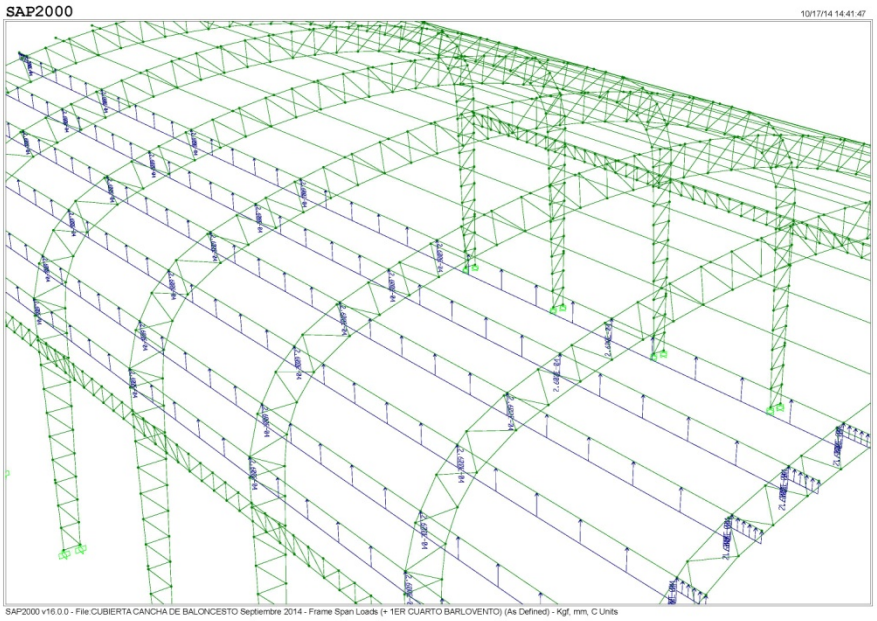


Figura A2.8. Carga de viento, 1er cuarto de la cubierta a barlovento (qi positiva)

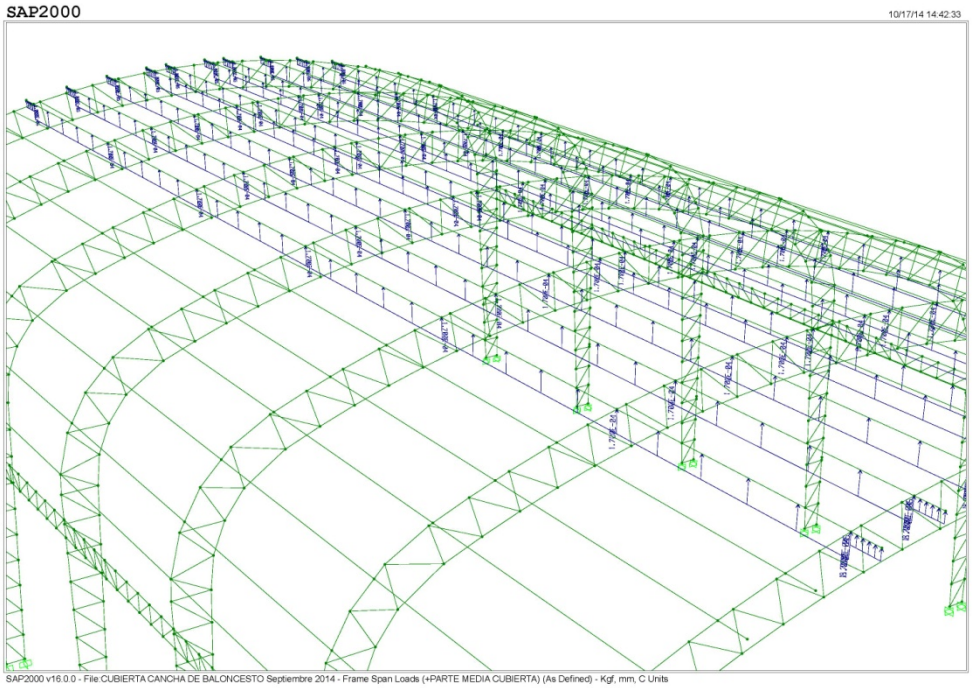


Figura A2.9. Carga de viento en la mitad de la cubierta (qi positiva)

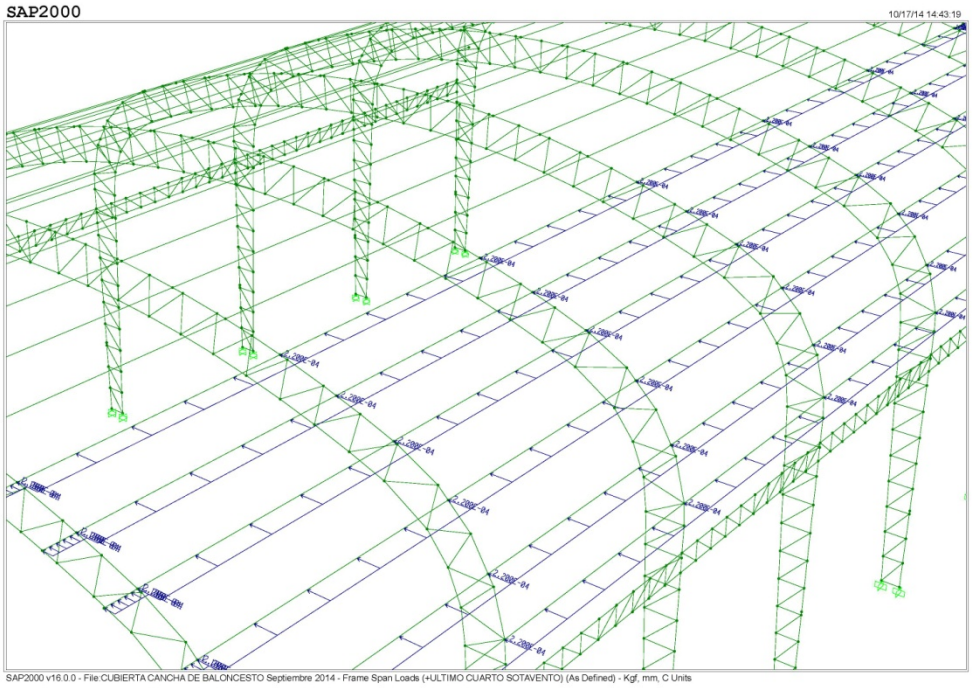


Figura A2.10. Carga de viento último cuarto de cubierta (qi positiva)

Tabla A2.1. Carga viva

CARGA VIVA DE TRABAJO
[kg-f/m^2]
70.00
AREA TRIBUTARIA DE SERVICIO
[m^2]
Parte media de la cubierta
996

L_{Total}	PARA CADA CORREA DEL TECHO	
[kg-f]	[Kg-f/m]	
69723	78.61	$F_{CORREAS}$

Tabla A2.2. Cálculos de la carga de viento

	Presión Neta	ÁREA TRIBUTÁRIA	Fuerza Neta	ESTRUCTURA		Fuerza Neta	PARA CADA COLUMNA	
Pared a Barlovento (qz)	[kg/m^2]	[mm^2]	[Kg-f]	# DE PÓRTICOS	# VANOS	[Kg-f]	[Kg-f/m]	
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA POSITIVA	24.87	315.86112	7855.466054	7	6	1309.244342	161.16	F_2
				$F_1+F_2+F_3+F_4+F_5+F_6+F_7=F_T$			80.58	F_1
				$5F_2$	$F_2=F_3=F_4=F_5=F_6$			
				$2F_1$	$F_1=F_7$			
					$F_1=F_2/2$			
					$6F_2=F_T$			
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	1.505	315.86112	475.3709856	7	6	79.2284976	9.75	F_2
							4.88	F_1

	Presión Neta	ÁREA TRIBUTÁRIA	Fuerza Neta	ESTRUCTURA		Fuerza Neta	PARA CADA COLUMNA	
Pared a Sotavento (qh)	[kg/m^2]	[mm^2]	[Kg-f]	# DE PÓRTICOS	# VANOS	[Kg-f]	[Kg-f/m]	
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA POSITIVA	2.655	315.86112	838.6112736	7	6	139.7685456	17.20	F_2
				$F_1+F_2+F_3+F_4+F_5+F_6+F_7=F_T$			8.60	F_1
				$5F_2$	$F_2=F_3=F_4=F_5=F_6$			
				$2F_1$	$F_1=F_7$			
					$F_1=F_2/2$			
					$6F_2=F_T$			
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	-20.71	315.86112	-6541.483795	7	6	-1090.247299	-134.20	F_2
							-67.10	F_1

	Presión Neta	ÁREA TRIBUTÁRIA	Fuerza Neta	ESTRUCTURA		Fuerza Neta	PARA CADA PÓRTICO	
Paredes Laterales (qh)	[kg/m^2]	[mm^2]	[Kg-f]	# DE PÓRTICOS	# VANOS	[Kg-f]	[Kg-f/m]	
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA POSITIVA	-0.956	200.71	-191.88	1	1	-95.94	-1.50	F_2
				$F_1+F_2=F_T$			-1.50	F_1
				$2F_1$	$F_1=F_2$			
					$2F_1=F_T$			
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	-24.32	200.71	-4881.3	1	1	-2440.65	-38.20	F_2
							-38.20	F_1

	Presión Neta	ÁREA TRIBUTÁRIA	Fuerza Neta	ESTRUCTURA		Fuerza Neta	PARA CADA CORREA	
Primer cuarto de la cubierta a Barlovento (qz)	[kg/m^2]	[mm^2]	[Kg-f]	# CORREAS	# VANOS	[Kg-f]	[Kg-f/m]	
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA POSITIVA	-3.153	120.95	-381.35	36.00	6.00	-63.56	-0.26	$F_{CORREAS}$
				$F_1+F_2+F_3+F_4+F_5+F_6=F_T$			-0.13	F_{ALEROS}
				$6F_1$	$F_1=F_2=F_3=F_4=F_5=F_6$			
					$6F_1=F_T$			
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	-26.515	120.948	-3206.93622	7		-534.48937	-2.21	$F_{CORREAS}$
							-1.10	F_{ALEROS}

	Presión Neta	ÁREA TRIBUTÁRIA	Fuerza Neta	ESTRUCTURA		Fuerza Neta	PARA CADA CORREA	
Parte media de la cubierta (qh)	[kg/m^2]	[mm^2]	[Kg-f]	# CORREAS	# VANOS	[Kg-f]	[Kg-f/m]	
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA POSITIVA	-5.88	116.07	-682.49	60	6	-68.25	-0.17	$F_{CORREAS}$
				$F_1+F_2+F_3+F_4+F_5+F_6+F_7+F_8+F_9+F_{10}=F_T$			-0.08	F_{ALEROS}
				$10F_1$	$F_2=F_3=F_4=F_5=F_6=F_7=F_8=F_9=F_{10}$			
					$10F_1=F_T$			
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	-29.24	116.069764	-3393.879899	7		-339.3879899	-0.84	$F_{CORREAS}$
							-0.42	F_{ALEROS}

	Presión Neta	ÁREA TRIBUTÁRIA	Fuerza Neta	ESTRUCTURA		Fuerza Neta	PARA CADA CORREA	
Último cuarto a Sotavento (qh)	[kg/m^2]	[mm^2]	[Kg-f]	# DE PÓRTICOS	# VANOS	[Kg-f]	[Kg-f/m]	
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA POSITIVA	2.655	120.95	321.12	7		53.52	0.22	$F_{CORREAS}$
				$F_1+F_2+F_3+F_4+F_5+F_6=F_T$			0.11	F_{ALEROS}
				$6F_1$	$F_1=F_2=F_3=F_4=F_5=F_6$			
					$6F_1=F_T$			
PRESIÓN NETA EVALUADA CON PRESIÓN INTERNA NEGATIVA	-20.7	120.948	-2503.62	7		-417.27	-1.73	$F_{CORREAS}$
							-0.86	F_{ALEROS}

ANEXO A3

Tabla A3.1. Detalles de la Columna de Inicio

CELOSIA COLUMNA							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD [kg/m³]	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Ø ext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
2500	6''	168.3	10.97	13555266.23	7850	106.41	106.41
6564	5''	127	6	14971146.69	7850	117.52	117.52
950	5''	127	6	2166756.45	7850	17.01	17.01
8087	6''	168.3	10.97	43848575.19	7850	344.21	344.21
400	2''	50.8	2	122647.78	7850	0.96	0.96
455	2''	50.8	2	139511.85	7850	1.10	1.10
510	2''	50.8	2	156375.92	7850	1.23	1.23
565	2''	50.8	2	173239.99	7850	1.36	1.36
620	2''	50.8	2	190104.05	7850	1.49	1.49
675	2''	50.8	2	206968.12	7850	1.62	1.62
730	2''	50.8	2	223832.19	7850	1.76	1.76
785	2''	50.8	2	240696.26	7850	1.89	1.89
840	2''	50.8	2	257560.33	7850	2.02	2.02
895	2''	50.8	2	274424.40	7850	2.15	2.15
894.43	2''	50.8	2	274249.63	7850	2.15	2.15
920.34	2''	50.8	2	282194.14	7850	2.22	2.22
948.74	2''	50.8	2	290902.13	7850	2.28	2.28
979.4	2''	50.8	2	300303.08	7850	2.36	2.36
1012.13	2''	50.8	2	310338.74	7850	2.44	2.44
1046.72	2''	50.8	2	320944.70	7850	2.52	2.52
1083.01	2''	50.8	2	332071.92	7850	2.61	2.61
1120.81	2''	50.8	2	343662.14	7850	2.70	2.70
1160	2''	50.8	2	355678.55	7850	2.79	2.79
1200.43	2''	50.8	2	368075.18	7850	2.89	2.89
CANTIDAD		1					**625.69**

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
300	300	12	1080000	7850	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2					

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
220	220	6	290400	7850	2.28	**4.56**
CANTIDAD	2					

PLACA DE ANCLAJE						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	800	12	3840000	7850	30.14	**30.14**
CANTIDAD	1					

PIE DE AMIGO						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	100	10	400000	7850	3.14	**6.28**
CANTIDAD	2					

DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
114.5	100	10	114500	7850	0.90	**3.60**
CANTIDAD	4					

AL 50X50X6		ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
127	50	6	76200	7850	0.60	**1.20**
CANTIDAD	2					

PESO TOTAL [Kg] =	688.42

Tabla A3.2. Detalles de la Columna Final

CELOSIA COLUMNA							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD [kg/m³]	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Ø ext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
2500	6''	168.3	10.97	13555266.23	7850	106.41	106.41
6564	5''	127	6	14971146.69	7850	117.52	117.52
950	5''	127	6	2166756.45	7850	17.01	17.01
8087	6''	168.3	10.97	43848575.19	7850	344.21	344.21
400	2''	50.8	2	122647.78	7850	0.96	0.96
455	2''	50.8	2	139511.85	7850	1.10	1.10
510	2''	50.8	2	156375.92	7850	1.23	1.23
565	2''	50.8	2	173239.99	7850	1.36	1.36
620	2''	50.8	2	190104.05	7850	1.49	1.49
675	2''	50.8	2	206968.12	7850	1.62	1.62
730	2''	50.8	2	223832.19	7850	1.76	1.76
785	2''	50.8	2	240696.26	7850	1.89	1.89
840	2''	50.8	2	257560.33	7850	2.02	2.02
895	2''	50.8	2	274424.40	7850	2.15	2.15
894.43	2''	50.8	2	274249.63	7850	2.15	2.15
920.34	2''	50.8	2	282194.14	7850	2.22	2.22
948.74	2''	50.8	2	290902.13	7850	2.28	2.28
979.4	2''	50.8	2	300303.08	7850	2.36	2.36
1012.13	2''	50.8	2	310338.74	7850	2.44	2.44
1046.72	2''	50.8	2	320944.70	7850	2.52	2.52
1083.01	2''	50.8	2	332071.92	7850	2.61	2.61
1120.81	2''	50.8	2	343662.14	7850	2.70	2.70
1160	2''	50.8	2	355678.55	7850	2.79	2.79
1200.43	2''	50.8	2	368075.18	7850	2.89	2.89
CANTIDAD		1					**625.69**

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
300	300	12	1080000	7850	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2					

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
220	220	6	290400	7850	2.28	**4.56**
CANTIDAD	2					

PLACA DE ANCLAJE						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	800	12	3840000	7850	30.14	**30.14**
CANTIDAD	1					

PIE DE AMIGO						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	100	10	400000	7850	3.14	**6.28**
CANTIDAD	2					

DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
114.5	100	10	114500	7850	0.90	**3.60**
CANTIDAD	4					

AL 50X50X6 ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
127	50	6	76200	7850	0.60	**1.20**
CANTIDAD	2					

PESO TOTAL [Kg] =	688.42

Tabla A3.3. Detalles de la Columna Intermedia

CELOSIA COLUMNA							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD [kg/m³]	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Ø ext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
2500	6''	168.3	10.97	13555266.23	7850	106.41	106.41
6564	5''	127	6	14971146.69	7850	117.52	117.52
950	5''	127	6	2166756.45	7850	17.01	17.01
8087	6''	168.3	10.97	43848575.19	7850	344.21	344.21
400	2''	50.8	2	122647.78	7850	0.96	0.96
455	2''	50.8	2	139511.85	7850	1.10	1.10
510	2''	50.8	2	156375.92	7850	1.23	1.23
565	2''	50.8	2	173239.99	7850	1.36	1.36
620	2''	50.8	2	190104.05	7850	1.49	1.49
675	2''	50.8	2	206968.12	7850	1.62	1.62
730	2''	50.8	2	223832.19	7850	1.76	1.76
785	2''	50.8	2	240696.26	7850	1.89	1.89
840	2''	50.8	2	257560.33	7850	2.02	2.02
895	2''	50.8	2	274424.40	7850	2.15	2.15
894.43	2''	50.8	2	274249.63	7850	2.15	2.15
920.34	2''	50.8	2	282194.14	7850	2.22	2.22
948.74	2''	50.8	2	290902.13	7850	2.28	2.28
979.40	2''	50.8	2	300303.08	7850	2.36	2.36
1012.13	2''	50.8	2	310338.74	7850	2.44	2.44
1046.72	2''	50.8	2	320944.70	7850	2.52	2.52
1083.01	2''	50.8	2	332071.92	7850	2.61	2.61
1120.81	2''	50.8	2	343662.14	7850	2.70	2.70
1160	2''	50.8	2	355678.55	7850	2.79	2.79
1200.43	2''	50.8	2	368075.18	7850	2.89	2.89
CANTIDAD		1					**625.69**

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
300	300	12	1080000	7850	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2					

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
220	220	6	290400	7850	2.28	**9.12**
CANTIDAD	4					

PLACA DE ANCLAJE						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	800	12	3840000	7850	30.14	**30.14**
CANTIDAD	1					

PIE DE AMIGO						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
400	100	10	400000	7850	3.14	**6.28**
CANTIDAD	2					
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
114.5	100	10	114500	7850	0.90	**3.60**
CANTIDAD	4					

AL 50X50X6 ANGULOS PARA UNIR COLUMNA-DINTEL						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
127	50	6	76200	7850	0.60	**2.39**
CANTIDAD	4					

PESO TOTAL [Kg] =	**694.17**

Tabla A3.4. Detalles del Dintel

CELOSIA DINTEL							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Øext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
6321.00	4''	101.6	3	5873998.52	7850	46.11	46.11
6321.00	4''	101.6	3	5873998.52	7850	46.11	46.11
500.00	4''	101.6	3	464641.55	7850	3.65	3.65
500.00	4''	101.6	3	464641.55	7850	3.65	3.65
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
500.00	2''	50.8	3	225252.19	7850	1.77	1.77
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
805.95	2''	50.8	3	363082.66	7850	2.85	2.85
CANTIDAD	1						**143.93**

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-DINTELES						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
220	220	6	290400	7850	2.28	**9.12**
CANTIDAD	4					

PESO TOTAL [Kg] =	**153.05**

Tabla A3.5. Detalles de la Cercha Derecha

CELOSIA CERCHA							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Øext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
10671.00	5 ''	127	6	24338376.96	7850	191.06	191.06
4800.00	5 ''	127	6	10947822.08	7850	85.94	85.94
950.00	5 ''	127	6	2166756.45	7850	17.01	17.01
3670.00	5 ''	127	6	8370522.30	7850	65.71	65.71
10310.00	5 ''	127	6	23515009.51	7850	184.59	184.59
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1340.13	3''	76.2	3	924543.86	7850	7.26	7.26
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
CANTIDAD	1						**673.11**

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
300	300	12	1080000	7850	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2					

UPN 180		PARA UNIR CERCHA-CERCHA				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	g = 8	b =70	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	h	t	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
1077	180	11	2965610	7850	23.69	**23.69**
CANTIDAD	1					

AL 50X50X4		ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
50	50	4	20000	7850	0.16	**3.45**
CANTIDAD	22					

PESO TOTAL [Kg] =	717.21

Tabla A3.6. Detalles de la Cercha Izquierda

CELOSIA CERCHA							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Øext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
10671.00	5 ''	127	6	24338376.96	7850	191.06	191.06
4800.00	5 ''	127	6	10947822.08	7850	85.94	85.94
950.00	5 ''	127	6	2166756.45	7850	17.01	17.01
3670.00	5 ''	127	6	8370522.30	7850	65.71	65.71
10310.00	5 ''	127	6	23515009.51	7850	184.59	184.59
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
950.58	2''	50.8	3	428242.26	7850	3.36	3.36
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1320.00	2''	50.8	3	594665.79	7850	4.67	4.67
1340.13	3''	76.2	3	924543.86	7850	7.26	7.26
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
1060.00	2 1/2''	63.5	3	604411.01	7850	4.74	4.74
CANTIDAD	1						**673.11**

PLACAS PARA UNIR COLUMNA-CERCHA						
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
300	300	12	1080000	7850	8.48	**16.96**
CANTIDAD	2					

UPN 180		PARA UNIR CERCHA-CERCHA				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	g = 8	b =70	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	h	t	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
1077	180	11	2965610	7850	23.69	**23.69**
CANTIDAD	1					

AL 50X50X4		ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
50	50	4	20000	7850	0.16	**3.45**
CANTIDAD	22					

PESO TOTAL [Kg] =	717.21

Tabla A3.7. Detalles de las Correas

ELEMENTO ARMADO							
DIMENSIONES [mm]				PROPIEDADES		Peso [kg]	
largo	DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	VOLUMEN [mm³]	DENSIDAD	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	Øext		e	V	δ	Pu	PT
[mm]	[in]	[mm]	[mm]	[mm³]	[kg/m³]	[kg]	[kg]
6000.00	5 ''	127	3	7012034.80	7850	55.04	55.04
1197.85	5 ''	127	3	1399894.31	7850	10.99	10.99
200.00	4 ''	101.6	3	185856.62	7850	1.46	1.46
							67.49
6000.00	5 ''	127	3	7012034.80	7850	55.04	55.04
480.00	5 ''	127	3	560962.78	7850	4.40	4.40
200.00	4 ''	101.6	3	185856.62	7850	1.46	1.46
							60.91
6000.00	5 ''	127	3	7012034.80	7850	55.04	55.04
1197.85	5 ''	127	3	1399894.31	7850	10.99	10.99
200.00	4 ''	101.6	3	185856.62	7850	1.46	1.46
CANTIDAD	1						**67.49**

AL 50X50X4		ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA INICIO				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
50	50	4	20000	7850	0.16	**0.47**
CANTIDAD	3					

AL 50X50X4		ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA MEDIO				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
50	50	4	20000	7850	0.16	**0.31**
CANTIDAD	2					

AL 50X50X4		ANGULOS PARA UNIR CERCHA-CORREA FINAL				
DIMENSIONES [mm]			VOLUMEN	DENSIDAD	Peso [kg]	
largo	ancho	espesor	V	δ	Peso Unitario [kg]	Peso Total [Kg]
l	a	e	[mm³]	[kg/m³]	Pu	PT
50	50	4	20000	7850	0.16	**0.47**
CANTIDAD	3					

PESO TOTAL CORREA INICIO [Kg] =	67.96
PESO TOTAL CORREA MEDIO[Kg] =	61.22
PESO TOTAL CORREA FINAL [Kg] =	67.96
	197.15

Tabla A3.8. Detalles de la Cubierta (ESTILPANEL AR-2000)

ELEMENTO ARMADO						
DISTANCIA DEL VANO [mm]			PANEL AR-2000			
largo	CANTD.	TOTAL	LONGITUD	ANCHO ÚTIL	ESPESOR	PESO
[mm]	#	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m^2]
6480	6	38880	7000	1040	0.60	5.40

ALERO FRONTAL Y POSTERIOR		
largo	CANTD.	TOTAL
[mm]	#	[mm]
718	2	1436
LARGO TOTAL		**40316**

# PANELES AR-2000	
38.765	**39**

Longitud total DEL ARCO CARPANEL [mm]		
largo	CANTD.	TOTAL
[mm]	#	[mm]
30941	1	**30941**

# PANELES AR-2000	
4.420	**5**

PROYECCIÓN DEL ARCO EN PLANTA [mm]
24706

# TOTAL DE PANELES AR -2000	**PESO [kg]**
195	**7666**

AREA DE LA CUBIERTA
[m^2]
1247
AREA DE LA CUBIERTA PROYECTADA
[m^2]
996
AREA CORREAS
[m^2]
961
AREA ALEROS
[m^2]
35

L_r	
$L_{r\ Total}$	L_r / A $_{DESARROLLADA}$
[kg-f]	[kg-f/m^2]
7666	**6.15**

PARA CADA CORREA	
[Kg-f/m]	
8.64	$F_{CORREAS}$

ANEXO A4

Tabla A4.1. Proforma de RHELEC

GRUPO Rhelec Ingeniería Cia. Ltda.	REGISTRO	CÓDIGO
	COTIZACION # 030 | RUC. 1791998057001	R-COM-740-08
	Dirección. Aurelio Naranjo 12 y Av. Grl. Enriquez	Fecha: 4 de julio de 2013
	Telf: (593) 022331191	Rev 004

ESTRUCTURAS METÁLICAS EN GENERAL	
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE CUBIERTA METÁLICA	PR001
CLIENTE: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	
FECHA: 02/07/2014	
FECHA DE REQUERIMIENTO: 02/06/2014	FECHA DE ENTREGA: --/--/----
RESPONSABLE: RAÚL SEGOVIA - BOLÍVAR SÁNCHEZ	

ITEM	DENOMINACIÓN	Unidad	Peso Unitario [kg]	CANTIDAD #	PESO TOTAL [kg]	$/ kg	V.TOTAL $
1	COLUMNA INICIO	[kg]	363,71	2	727,43	3,30	$ 2.400,51
2	COLUMNA FINAL	[kg]	363,71	2	727,43	3,30	$ 2.400,51
3	COLUMNAS INTERMEDIAS	[kg]	370,99	10	3709,90	3,30	$ 12.242,66
4	DINTEL	[kg]	156,09	12	1873,09	3,30	$ 6.181,20
5	CERCHA DERECHA	[kg]	396,35	7	2774,43	3,30	$ 9.155,61
6	CERCHA IZQUIERDA	[kg]	396,35	7	2774,43	3,30	$ 9.155,61
7	CORREAS INICIO	[kg]	33,17	22	729,75	3,30	$ 2.408,17
8	CORREAS INTERMEDIAS	[kg]	29,80	88	2622,42	3,30	$ 8.654,00
9	CORREAS FINAL	[kg]	33,17	22	729,75	3,30	$ 2.408,17
					PESO TOTAL [kg]		V.TOTAL $
	ESTRUCTURA COMPLETA	[kg]		1	16.668,618	3,30	$ 55.006,440
10	GALVANIZADO DE ESTRUCTURA POR SIMPLE INMERSIÓN	[kg]	---	1	16668,618	0,60	$ 10.001,17
11	MONTAJE DE ESTRUCTURA	[kg]	---	1	16668,618	0,30	$ 5.000,59

Forma de pago:	70% de anticipo y 30% contraentrega	Sub. - Total:	$ 70.008,20
Observaciones:	- Valides de la oferta 30 dias laborales - No incluye nada de obra civil, mamposteria, ni acabados. Tiempo de Entrega 90 dias a partir de la firma del contrato.	Descuento %:	
		12 % IVA:	$ 8.400,98
		Total	$ 78.409,18

Aprobado por:
Ing. Jóse Moises Flores # de cédula: 1707211676
Gerente General

Bolívar Sánchez
CLIENTE: EPN
Aprobado por:
Fecha: 02/07/2014
de cedula: 171585960-7

Tabla A4.2. Proforma de ALJUFIBE

COTIZACIÓN # 13-001		ALJUFIBE
Dirección: Sancarlos de Alangasi Avenida Puerto Rico # S1-204 **Telf.:** 593 - 2 -3880255 **Celular:** 0995543143 (MOVI) 0990042576 (CLARO)		
PROYECTO:	**CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA DE LA CUBIERTA DE BALONCESTO JUNTO AL EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA DE LA EPN**	SOLUCIONES INTEGRALES EN DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
Fecha:	01-jul-14	
Nombre cliente:	ESCUELA POLITECNICA NACIONAL	
Atención:	Ing. Alfer Figueroa	
Teléfono:	Celular: 0999240535	

Proyecto	Cantidad	Unidad	Detalle	precio unitario	precio total
Diseño de estructura de Cubierta	1,00	U	Diseño de Cubierta, planos estructurales y planos de cimentacion	$ 1.995,00	$ 1.995,00
Estructura Metálica	1,00	U	Fabricación y montaje de la estructura metálica de la cubierta de baloncesto, area a cubrir total 840,105 m², galvanizada por inmersión en caliente y pintada con una mano de anticorrosivo de color rojo oxido, la estructura contiene: pernos de anclaje, placas base de columna, columnas, vigas principales, vigas secundarias,según planos o esquema.	$ 70.537,50	**$ 70.537,50**
Excavación y desalojo de tierra	126,00	m³	Excavación para plintos y cadenas de amarre	$ 16,00	$ 2.016,00
Cimentación de plintos y cadenas	56,00	m³	Cimentación de plintos y cadenas de amarre fc= 240 Kg/Cm²	$ 200,00	$ 11.200,00
Replantillo	20,10	m³	Replantillo de cadenas y plintos fc=110 Kg/Cm²	$ 40,00	$ 804,00
Acero de refuerzo de plintos y cadenas de amarre	3.120,00	Kg	Acero de refuerzo para plintos y cadenas de amarre Fy=4200 Kg/Cm²	$ 1,75	$ 5.460,00
Techo galvalume	840,15	m²	Panel AR - 2000; espesor de 0,40mm, para cubrir	$ 5,80	$ 4.872,87
Malla electrosoldada y conectores de corte	5.490,00	Kg	Malla electrosoldada y conectores de corte que se coloca para fundir la losa	$ 1,75	$ 9.607,50

Forma de pago:	**70% de anticipo y 30% contraentrega**	**Sub. - Total:**	$ 106.492,87
Observaciones:	**- Valides de la oferta 15 dias** **- No incluye nada de mamposteria, ni acabados.** **-Tiempo de fabricación 90 dias, después de entregado el anticipo.**	**Descuento %:**	
		12 % IVA:	$ 12.779,14
		Total	**$ 119.272,01**

Aprobado por:
Ing. Alfer Figueroa
 # de cedula: 040149064-4
Lic. Profecional: 04-17-1885

Bolivar Sánchez
CLIENTE:
Aprobado por:
Fecha:
 # de cedula:

Tabla A4.3. Proforma de SEDEMI

COTIZACION
001-001 N°0014162

FOR PRY 07 VER 23 05 07

Ref 13757

SEDEMI
SERVICIOS DE MECANICA INDUSTRIAL
DISEÑO CONSTRUCCIÓN Y MONTAJES S.C.C.
RUC. 1791734920001

Dirección: Vía Sangolquí - Amaguaña Km 4 1/2, Lotización El Carmen, Lote Nº4, Apartado Postal:17-03-742 SANGOLQUÍ - ECUADOR

PBX: (593) 2 094 002 **Celular: (593-99) 9451 531** **E-mail: info@sedemi.com**

SEÑORES:
ESCUELA POLITECNICA NACIONAL

DIRECCIÓN
Quito; Av. Ladrón de Guevara y Av. Mena Caamaño

R.U.C.
1715859607

FECHA EMISIÓN 30-jun-14
FECHA VENCE 15-jul-14
COTIZACIÓN 14162

OBSERVACIONES: CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA DE LA CUBIERTA DE BALONCESTO JUNTO AL EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA DE LA EPN

ITEM	CODIGO	DETALLE	CCO	MEDIDA	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
Diseño de estructura de Cubierta	PL	Diseño de Cubierta, planos estructurales y planos de cimentacion	313002	U	1,00	$ 2.000,00	$ 2.000,00
Estructura Metálica	ESTR METAL	Fabricación y montaje de la estructura metálica de la cubierta de baloncesto, area a cubrir total 840,105 m², galvanizada por inmersión en caliente y pintada con una mano de anticorrosivo de color rojo oxido, la estructura contiene: pernos de anclaje, placas base de columna, columnas, vigas principales, vigas secundarias,según planos o esquema.	313002	kg	17.000,00	$ 3,60	**$ 61.200,00**
Excavación y desalojo de tierra	CIV	Excavación para plintos y cadenas de amarre	313002	m³	126,00	$ 16,00	$ 2.016,00
Cimentación de plintos y cadenas	CIV	Cimentacion de plintos y cadenas de amarre fc= 240 Kg/Cm²	313002	m³	56,00	$ 200,00	$ 11.200,00
Replantillo	CIV	Replantillo de cadenas y plintos fc=110 Kg/Cm²	313002	m³	20,10	$ 40,00	$ 804,00
Acero de refuerzo de plintos y cadenas de amarre	CIV	Acero de refuerzo para plintos y cadenas de amarre Fy=4200 Kg/Cm²	313002	Kg	3.120,00	$ 1,75	$ 5.460,00
Techo galvalume	ESTR METAL	Panel ALUTECHO de espesor 0,30 mm, para cubir techo a dos aguas pendiente 9º	313002	m²	840,15	$ 6,00	$ 5.040,90
Malla electrosoldada y conectores de corte	CIV	Malla electrosoldada y conectores de corte que se coloca para fundir la losa	313002	Kg	5.490,00	$ 1,75	$ 9.607,50

SUBTOTAL:	$ 97.328,40
Descuento %:	$ 0,00
BASE IVA 0%	$ 0,00
BASE IVA 12%	$ 97.328,40
IVA 12 %	$ 11.679,41
Total	**$ 109.007,81**

FORMA DE PAGO

EFECTIVO
CHEQUE Nº.:
BANCO:

LOS PAGOS DEBEN HACERSE CON CHEQUE CRUZADO A LA ORDEN DE SEDEMI

Forma de pago: **70% de anticipo y 30% contraentrega** **Capacidad: 400 T / mes**

- Valides de la oferta 15 dias
- No incluye nada de mamposteria, ni acabados.
-Tiempo de fabricación 20 días, después de entregado el anticipo.

Ing. Esteban Proaño
FIRMA AUTORIZADA
Ing. Esteban Proaño
Gerente General

SEDEMI SERVICIOS DE MECANICA INDUSTRIAL DISEÑO CONSTRUCCIÓN Y MONTAJES S.C.C. FIRMA AUTORIZADA

www.sedemi.com

APROBADO POR:
ING. SANTIAGO PROAÑO
GERENTE DE PRODUCCIÓN

Bolívar Sánchez
CLIENTE: EPN
Aprobado por:
Fecha: 02/07/2014
 # de cedula: 171585960-7