

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO ESTRUCTURAL PARA TECHADO DE DOS CANCHAS EN LA “UNIDAD DEPORTIVA” DE COALCOMÁN MICHOACÁN

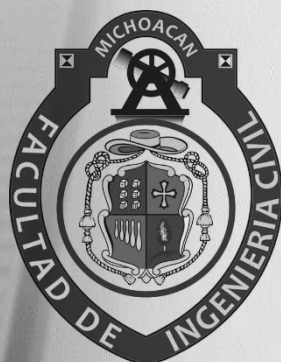
TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTA

VÍCTOR MANUEL TORRES BARAHONA

ASESOR

DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO 2018



AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios, a mi familia y amistades que me brindaron su apoyo para dar este primer paso como profesionista. Después de 5 años de haber salido de casa, estar lejos de mis seres queridos; pasar por días de hambres, desvelos, tristezas y preocupaciones, además, el perder seres queridos y no estar a su lado cuando me necesitaban. Hoy puedo ver hacia atrás y decir con satisfacción; di lo mejor de mí y todo este sacrificio ha rendido frutos. Es apenas una de tantas metas, aún queda mucho camino por recorrer.

Éste logro no es mío solamente, es de todos ustedes porque fue posible gracias a los buenos consejos de mis abuelos, al apoyo incondicional de mi madre, a la orientación de mi padre hacia un camino de rectitud y responsabilidad, al ejemplo de mis hermanos, al apoyo de mi hermana que siempre se preocupa y está allí cuando la necesito, y al respaldo de mi tío Sergio.

Gracias a mis profesores que me han motivado a dar lo mejor de mí y se preocuparon por transmitir sus conocimientos de la mejor manera. En especial gracias a mi asesora de tesis Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete por su confianza, comprensión, enseñanzas, y disposición absoluta para guiarme en la elaboración de este proyecto y etapa de mi vida.

Pero, sobre todo, gracias a mi hermosa Ariana Mendoza; sin tu ayuda y sin tu amor nunca lo hubiera logrado. Gracias a todas estas personas y a las que de alguna manera u otra confiaron en mí y me brindaron su apoyo.

ACRÓNIMOS UTILIZADOS

NTC: Normas Técnicas Complementarias

RCD: Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

RCCM: Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México

MOC: Manual de Obras Civiles

CFE: Comisión Federal de Electricidad

IMCA: Instituto Mexicano de la Construcción en Acero

INEGI: Instituto Nacional de Estadística y Geografía

ASTM: American Society for Testing and Materials

TMA: Tamaño máximo de los agregados

DM: Descripción de los modelos

DA: Descripción de las acciones

AAP: Análisis de Acciones Permanentes

AAV: Análisis de Acciones Variables

AAA: Análisis de Acciones Accidentales

AEAA: Análisis Estático de Acciones Accidentales

RA: Resumen de las Acciones

CA: Combinación de Acciones

AE: Análisis Estructural

DE: Diseño Estructural

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	1
ACRÓNIMOS UTILIZADOS.....	2
ÍNDICE DE IMÁGENES	9
ÍNDICE DE TABLAS.....	10
ÍNDICE DE FIGURAS	16
RESUMEN	24
ABSTRACT.....	25
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	26
ANTECEDENTES.....	26
DEFINICIÓN DEL TEMA.....	28
JUSTIFICACIÓN.....	31
OBJETIVOS.....	37
HIPÓTESIS	38
METODOLOGÍA.....	39
INTRODUCCIÓN	43
DESCRIPCIÓN DEL CENTRO DEPORTIVO	44
ANÁLISIS DE PROPUESTAS ARQUITECTÓNICAS	52
DESCRIPCIÓN DE LAS PROPUESTAS SELECCIONADAS.....	52
CLASIFICACIÓN DE LAS PROPUESTAS.....	64
DE ACUERDO CON FACTORES CLIMÁTICOS	64
DE ACUERDO CON LA APARIENCIA ARQUITECTÓNICA	68
DE ACUERDO CON SU FUNCIONALIDAD.....	70
CASOS DE ESTUDIO/CONCLUSIÓN	71
MODELOS NUMÉRICOS	72
DM-DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS	72
DM-1. REGLAMENTACIÓN UTILIZADA.....	72
DM-2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL Y COMPONENTES ESTRUCTURALES.....	73

DM 2.1 SUBESTRUCTURA	73
DM 2.2 SUPERESTRUCTURA	74
DM 2.2.1 CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES	74
DM 2.2.2 CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES	78
DM-3. MODELO ANALÍTICO DE LAS NAVES INDUSTRIALES DESARROLLADO EN SAP2000	78
DM 3.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	81
DM 3.2 ELEMENTOS TIPO BARRA.....	82
DM 3.3 ELEMENTOS TIPO CABLE.....	84
DM 3.4 ELEMENTOS TIPO PLACA (SHELL)	84
DM 3.5 ELEMENTOS TIPO RESORTE	85
DM 3.6 RESTRICCIONES.....	86
DM 3.7 TIPOS DE ACCIONES Y COMBINACIONES	87
DM 3.8 DIAGRAMAS DE FUERZA	90
DM 3.9 SALIDA TABULAR.....	91
DA-DESCRIPCIÓN DE ACCIONES QUE OBRAN SOBRE LAS ESTRUCTURAS	92
AAP-ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES	93
AAP-1 CONSTRUCCIONES DE TECHOS CON CLAROS MÚLTIPLES	93
AAP-2 CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR	98
AAV-1 ANÁLISIS DE CARGAS VARIABLES	99
AAA-ANÁLISIS DE CARGAS ACCIDENTALES.....	102
AAA-1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO	102
AAA-1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA.....	102
AAA-1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO	103
AAA-2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D	103
AAA-2.1 CATEGORÍAS DE TERRENOS SEGÚN SU RUGOSIDAD	104
AAA-2.2 MAPAS DE ISOTACAS. VELOCIDAD REGIONAL, V_R	105
AAA-2.2.1 VELOCIDAD REGIONAL PARA UN PERIODO DE RETORNO FIJO	105
AAA-2.2.2 VELOCIDAD REGIONAL ÓPTIMA V_{RO}	108
AAA-2.3 FACTOR DE EXPOSICIÓN, F_{Tz}	110
AAA-2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA, F_T	111
AAA-2.5 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z	111
AAA-2.6 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z	113

AEAA-ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS ACCIDENTALES	114
AEAA-1 CONSTRUCCIONES DE TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES Y PLANTA AISLADA, USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES Y PLANTA CERRADA.....	116
AEAA-1.1(a) DIRECCIÓN DEL VIENTO $\theta=0^\circ$ Y $\theta=180^\circ$	116
AEAA-1.1(b) DIRECCIÓN DEL VIENTO $\theta=90^\circ$ Y $\theta=270^\circ$	125
AEAA-1.2 PRESIONES EXTERIORES.....	130
AEAA-1.2.1 FACTOR DE REDUCCIÓN DE PRESIÓN POR TAMAÑO DE ÁREA, K_A	131
AEAA-1.2.2 FACTOR DE PRESIÓN LOCAL, K_L	133
AEAA-1.2.3 REPRESENTACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES	143
AEAA-2 CONSTRUCCIONES DE TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES Y PLANTA AISLADA, USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS	150
AEAA-2.1 TECHOS AISLADOS.....	150
AEAA-2.1.1 REPRESENTACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES.....	155
AEAA-3 CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR Y PLANTA AISLADA. USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR Y PLANTA CERRADA	157
AEAA-3.1 PRESIÓN EXTERIOR PARA DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL	157
AEAA-3.1.1 REPRESENTACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES.....	164
AEAA-3.2 PRESIONES PARA DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO Y SECUNDARIOS.....	167
AEAA-3.2.1 ZONAS DONDE ACTÚAN LAS PRESIONES EXTERIORES	168
AEAA-4 CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR Y PLANTA AISLADA, USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS	169
AEAA-4.1 TECHOS AISLADOS.....	170
AEAA-4.1.1 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z	170
AEAA-4.1.2 ZONAS DONDE ACTÚAN LAS PRESIONES EXTERIORES	177
RA-RESUMEN DE LAS ACCIONES	179
CA-1 COMBINACION DE ACCIONES	181
CA-1.1 FACTORES DE CARGA	182
CA-1.2 REPRESENTACIÓN DE LAS COMBINACIONES	182
AE-ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	192
AE-1 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA A DOS AGUAS.....	192
AE-1.1 SUPERESTRUCTURA.....	192
AE-1.1.1 MIEMBROS EN TENSIÓN	192

AE-1.1.1.1 CUERDA SUPERIOR CRÍTICA.....	192
AE-1.1.1.2 BARRA VERTICAL CRÍTICA	194
AE-1.1.2 MIEMBROS EN Tensión Y CORTANTE.....	196
AE-1.1.2.1 RIOSTRA CRÍTICA	196
AE-1.1.3 MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL	198
AE-1.1.3.1 CUERDA INFERIOR CRÍTICA.....	198
AE-1.1.3.2 MONTANTE CRÍTICO.....	200
AE-1.1.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS	202
AE-1.1.4.1 COLUMNA CRÍTICA	202
AE-1.1.5 MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN BIAXIAL.....	204
AE-1.1.5.1 LARGUERO CRÍTICO	204
AE-1.2 CIMENTACIÓN	206
AE-1.2.1 DADO DE CIMENTACIÓN.....	206
AE-1.2.2 ZAPATA AISLADA.....	207
AE-2 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR	207
AE-2.1 SUPERESTRUCTURA.....	207
AE-2.1.1 CUBIERTA	207
AE-2.1.2 TRABE-CANALÓN	213
AE-2.1.3 COLUMNAS	214
AE-2.2 CIMENTACIÓN	215
AE-2.2.1 DADO DE CIMENTACIÓN.....	215
AE-2.2.2 ZAPATA AISLADA.....	215
AE-2.2.3 TRABE DE LIGA	215
DE-DISEÑO ESTRUCTURAL.....	216
DE-1 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA A DOS AGUAS.....	216
DE-1.1 SUPERESTRUCTURA.....	216
DE-1.1.1 MIEMBROS EN Tensión	216
DE-1.1.1.1 CUERDA SUPERIOR CRÍTICA.....	218
DE-1.1.1.2 BARRA VERTICAL CRÍTICA	220
DE-1.1.2 MIEMBROS EN Tensión Y CORTANTE.....	222
DE-1.1.2.1 RIOSTRA CRÍTICA	223
DE-1.1.3 MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL.....	224
DE-1.1.3.1 CUERDA INFERIOR CRÍTICA.....	226

DE-1.1.3.2 MONTANTE CRÍTICO.....	229
DE-1.1.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESOS.....	232
DE-1.1.4.1 COLUMNA CRÍTICA.....	239
DE-1.1.5 MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN BIAXIAL, FUERZA CORTANTE, Y FLEXIÓN MÁS CORTANTE COMBINADOS.....	249
DE-1.1.5.1 LARGUERO CRÍTICO.....	251
DE-1.2 CIMENTACIONES	254
DE-1.2.1 ZAPATA AISLADA.....	258
DE-1.2.1(a) FUERZA CORTANTE	262
DE-1.2.1(b) FLEXIÓN.....	271
DE-1.2.1(c) LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS	276
DE-1.2.2 DISEÑO DEL DADO DE CIMENTACIÓN	282
DE-1.2.2(a) REFUERZO LONGITUDINAL.....	282
DE-1.2.2(b) REFUERZO TRANSVERSAL	283
DE-1.2.2(c) REPRESENTACIÓN DEL DISEÑO, ARMADO Y DETALLES DE LA ZAPATA AISLADA Y DADO DE CIMENTACIÓN	286
DE-1.2.3 DISEÑO DE TRABE DE LIGA	290
DE-1.2.3.1 SENTIDO LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA	290
DE-1.2.3.1(a) FLEXIÓN	293
DE-1.2.3.1(b) FUERZA CORTANTE.....	301
DE-1.2.3.2 SENTIDO TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA	305
DE-1.2.3.2(a) FLEXIÓN	306
DE-1.2.3.2(b) FUERZA CORTANTE.....	310
DE-2 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR	313
DE-2.1 SUPERESTRUCTURA.....	313
DE-2.1.1 CUBIERTA.....	313
DE-2.1.2 TRABES DE CERRAMIENTO.....	313
DE-2.1.2(a) FLEXIÓN.....	313
DE-2.1.2(b) FLEXIÓN BIAXIAL	316
DE-2.1.2(c) CORTANTE	316
DE-2.1.2(d) FLEXIÓN Y CORTANTE COMBINADOS	317
DE-2.1.3 COLUMNAS	318
DE-2.1.3(a) COMPRESIÓN AXIAL.....	319

DE-2.1.3(b) FLEXOCOMPRESIÓN	322
DE-2.2 CIMENTACIONES	328
DE-2.2.1 ZAPATA AISLADA.....	328
DE-2.2.1(a) FUERZA CORTANTE	330
DE-2.2.1(b) FLEXIÓN.....	336
DE-2.2.1(c) LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS	339
DE-2.2.2 DISEÑO DEL DADO DE CIMENTACIÓN	341
DE-2.2.2(a) REFUERZO LONGITUDINAL.....	341
DE-2.2.2(b) REFUERZO TRANSVERSAL	342
DE-2.2.2(c) REPRESENTACIÓN DEL DISEÑO, ARMADO Y DETALLES DE LA ZAPATA AISLADA Y DADO DE CIMENTACIÓN	343
DE-2.2.3 DISEÑO DE TRABE DE LIGA	346
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	347
BIBLIOGRAFÍA	349
ANEXOS	352

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1 Naves industriales del Siglo XVIII (Lozano, 2004)	27
Imagen 2 Eventos académicos realizados en el Auditorio.....	28
Imagen 3(a) Centro deportivo inhabilitado.....	32
Imagen 3(b) Funcionamiento obsoleto de canchas.....	32
Imagen 3(c) Personas esperando su turno para acceder a jugar.....	33
Imagen 3(d) Canchas sin uso debido a los antecedentes de lluvia.....	33
Imagen 4(a) Michoacán de Ocampo (INEGI, 2018)	45
Imagen 4(b) Municipio de Coalcomán Michoacán (INEGI, 2018)	45
Imagen 4(c) Unidad deportiva de Coalcomán Michoacán	47
Imagen 4(d) Área específica donde se realizará la construcción	47
Imagen 4(g) Áreas verdes y espacios familiares	49
Imagen 4(f) Cancha principal de futbol soccer.....	49
Imagen 4(e) Auditorio municipal Javier Castañeda	49
Imagen 4(i) Pasillo y acceso secundario.....	50
Imagen 4(h) Pasillo y acceso principal	50
Imagen 4(l) Pasillo de acceso a canchas de basquetbol.....	50
Imagen 4(k) Pasillo de acceso a canchas de voleibol	50
Imagen 4(j) Cancha secundaria de futbol soccer	50
Imagen 4(q) Cancha secundaria de voleibol.....	51
Imagen 4(p) Cancha principal de voleibol.....	51
Imagen 4(o) Juegos recreativos para menores.....	51
Imagen 4(ñ) Juegos recreativos para menores.....	51
Imagen 4(n) Cancha secundaria de basquetbol.....	51
Imagen 4(m) Cancha principal de basquetbol	51
Imagen 5 Estado actual de las canchas	53
Imagen 6(c) Arcos con especificaciones requeridas	59
Imagen 6(e) Montaje	59
Imagen 6(a) Rollo de lámina	59
Imagen 6(d) Unión de arcos por medio de una engargoladora eléctrica	59
Imagen 6(b) Lamina sometida a proceso en la roladora para obtener la forma y dimensiones deseadas	59
Imagen 6(f) Canalón de acero	60
Imagen 6(h) Unión canalón-cubierta.....	60
Imagen 6(g) Unión trabe-canalón.....	60
Imagen 6(i) Cubierta terminada.....	60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 HABITANTES EN LA POBLACIÓN DE COALCOMÁN MICHOACÁN, (INEGI, 2018)	32
Tabla DM-3.1(b) PROPIEDADES DEL CONCRETO F'C=250	82
Tabla DM-3.1(a) PROPIEDADES DEL ACERO A36.....	82
Tabla DM-3.7(a) ACCIONES DEFINIDAS EN EL PROGRAMA SAP2000	87
Tabla DM-3.7(b) COMBINACIONES DE CARGAS DEFINIDAS EN EL PROGRAMA SAP2000	87
Tabla DM-3.9 ELEMENTOS MECÁNICOS CORRESPONDIENTES A LAS COLUMNAS, OBTENIDOS POR MEDIO DE LA OPCIÓN EXPORTAR A EXCEL QUE OFRECE EL PROGRAMA SAP2000	91
Tabla AAP-1.1 COLORES ESTÁNDAR QUE OFRECE EL FABRICANTE, (Ternium, 2009).....	94
Tabla AAP-1.2 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN LAMINA TERNIUM TR-10, (Ternium, 2009)	96
Tabla AAP-1.3 PESOS Y ESPESORES DE LAMINAS TR-101, (Ternium, 2009)	97
Tabla AAP-1.4 PROPIEDADES Y CAPACIDAD DE CARGA DE LAMINAS TR-10, (Ternium, 2009)....	97
Tabla AAP-2.1 PROPIEDADES DE PERFIL ARCOTECHEO, (AceroMart, 2018).....	98
Tabla AAV-1.1 CARGAS VIVAS UNITARIAS, kN/m ² (kg/m ²), (NTC, 2017, pág. 696).....	100
Tabla AAA-2.1 CATEGORÍA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 2)....	104
Tabla AAA-2.3 VALORES DE α , δ Y c , (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 11).....	110
Tabla AAA-2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA LOCAL, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 12)	111
Tabla AAA-2.5 RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 16)	112
Tabla AEAA-1.1.1.1 COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA CONSTRUCCIONES CON TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 20)	116
TABLA AEAA-1.1.2(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA. CUBIERTA DE BARLOVENTO (CB) PARA $\gamma \geq 10^\circ$, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 6)	121
Tabla AEAA-1.1.2(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA. CUBIERTA DE SOTAVENTO (CS) PARA $\gamma \geq 10^\circ$. CUBIERTAS TRANSVERSALES (CT) DE TECHOS A CUATRO AGUAS Y CUALQUIER ÁNGULO γ , (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 8)	122
Tabla AEAA-1.1.3(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA. CUBIERTA DE BARLOVENTO (CB) Y CUBIERTA DE SOTAVENTO (CS) PARA $\gamma \leq 10^\circ$. CUBIERTAS TRANSVERSALES (CT) DE TECHOS A UNA O DOS AGUAS Y CUALQUIER ÁNGULO γ , (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 7).....	127
Tabla AEAA-1.1.3(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} PARA EL CASO DE ESTUDIO, CON UNA DIRECCIÓN DEL VIENTO DE 90°	128

Tabla AEAA-1.2.1(a) FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A , PARA TECHOS, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 11)	131
Tabla AEAA-1.2.1(b) FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A , PARA EL DISEÑO DE LARGUEROS.....	132
Tabla AEAA-1.2.1(c) FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A , PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL	132
Tabla AEAA-1.2.2(a) FACTOR DE PRESIÓN LOCAL, K_L , PARA RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 13)	135
Tabla AEAA-1.2.2(b) CONDICIONES PARA APLICAR EL FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE LARGUEROS, CON VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES.....	138
Tabla AEAA-1.2.2(d) CONDICIONES PARA APLICAR EL FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE LARGUEROS, CON VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES	139
Tabla AEAA-1.2.2(c) FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE SOPORTE DEL PRIMER CLARO, CON VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES	139
Tabla AEAA-1.2.2(e) FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE SOPORTE EN EL PRIMER MARCO, CON VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES	140
Tabla AEAA-1.2.3(a) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE, PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL	143
Tabla AEAA-1.2.3(b) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE, PARA EL DISEÑO DE LOS LARGUEROS O DE LA CUBIERTA	145
Tabla AEAA-2.1(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS A DOS AGUAS PARA $0.25 \leq h/d \leq 1$, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 31).....	152
Tabla AEAA-2.1(b) FACTOR DE PRESIÓN NETA LOCAL, K_L , PARA LOS RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, DE TECHOS AISLADOS Y TOLDOS, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32)	154
Tabla AEAA-2.1(c) VALORES DE FACTOR DE PRESIÓN LOCAL K_L	154
Tabla AEAA-2.1(d) COEFICIENTES Y FACTORES NECESARIOS PARA OBTENER LA PRESIÓN EXTERIOR NETA.....	155
Tabla AEAA-2.1.1 PRESIÓN EXTERIOR NETA EN LAS CUBIERTAS DE BARLOVENTO Y SOTAVENTO	155
Tabla AEAA-3.1(a) RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 16)	159
Tabla AEAA-3.1(b) COEFICIDE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR. VIENTO TRANSVERSAL, NORMAL A LAS GENERATRICES, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 24)	161
Tabla AEAA-3.1(c) RESUMEN DE LAS DIMENSIONES Y FACTORES DE LA CUBIERTA	163
Tabla AEAA-3.1(d) COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR C_{pe}	163
Tabla AEAA-3.1.1(a) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE EN LA CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR, CON VIENTO ACTUANDO EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL	165

Tabla AEAA-3.1.1(b) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE EN LA CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR, CON VIENTO ACTUANDO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL.....	166
Tabla AEAA-3.2 PRESIÓN LOCAL ACTUANTE EN LA CUBIERTA CON ARCO CIRCULAR PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.....	168
Tabla AEAA-4.1.1(a) RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 16)	171
Tabla AEAA-4.1.1(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS A DOS AGUAS PARA $0.25 \leq h/d \leq 1$, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 31)	174
Tabla AEAA-4.1.1(c) FACTOR DE PRESIÓN NETA LOCAL, K_L , PARA LOS RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, DE TECHOS AISLADOS Y TOLDOS, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32)	176
Tabla AEAA-4.1.1(d) VALORES DE FACTOR DE PRESIÓN LOCAL K_L CORRESPONDIENTES A LA CUBIERTA EN ARCO.....	176
Tabla AEAA-4.1.2(a) COEFICIENTES Y FACTORES NECESARIOS PARA OBTENER LA PRESIÓN EXTERIOR NETA.....	177
Tabla AEAA-4.1.2(b) PRESIÓN EXTERIOR NETA EN LAS CUBIERTAS DE BARLOVENTO Y SOTAVENTO	177
Tabla RA-1 CARGAS ACTUANTES EN LAS ESTRUCTURAS	179
Tabla RA-2 TIPOS DE CARGAS ACCIDENTALES ACTUANTES EN LA CUBIERTAS A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES	180
Tabla RA-3 TIPOS DE CARGAS ACCIDENTALES ACTUANTES EN LA CUBIERTAS AISLADA A DOS AGUAS	180
Tabla RA-4 TIPOS DE CARGAS ACCIDENTALES ACTUANTES EN LA CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES.....	180
Tabla CA-1.2(a) COMBINACIONES GENERALES DE CARGAS, CORRESPONDIENTES A LAS DOS NAVES INDUSTRIALES EN ESTUDIO.....	183
Tabla CA-1.2(b) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES	184
Tabla CA-1.2(c) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS	185
.....	186
Tabla CA-1.2(d) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS	186
Tabla CA-1.2(e) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS	187
Tabla CA-1.2(f) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL	188

Tabla CA-1.2(g) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO Y SECUNDARIOS	188
Tabla CA-1.2(h) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES PARA LA CUBIERTA EN ARCO ANALIZADA COMO CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS	189
Tabla AE-1.1.1.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS CUERDAS SUPERIORES	194
Tabla AE-1.1.1.2 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS VERTICALES.....	196
Tabla AE-1.1.2.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS RIOSTRAS	198
Tabla AE-1.1.3.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS CUERDAS INFERIORES	200
Tabla AE-1.1.3.2 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LOS MONTANTES	202
Tabla AE-1.1.4.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS COLUMNAS	204
Tabla AE-1.1.5.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LOS LARGUEROS	206
Tabla AE-1.2.1 CARGA AXIAL ACTUANTE EN EL DADO DE CIMENTACIÓN CRÍTICO	206
Tabla AE-1.2.2 ELEMENTOS MECÁNICOS TRANSMITIDOS DE LA COLUMNA CRÍTICA HACIA LA CIMENTACIÓN	207
Tabla AE-2.1.1(a) DEFLEXIONES MÁXIMAS QUE SE PRESENTAN EN LA CUBIERTA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES	208
Tabla AE-2.1.1(b) DEFLEXIONES MÁXIMAS QUE SE PRESENTAN EN LA CUBIERTA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.....	210
Tabla AE-2.1.1(c) ESFUERZO MÁXIMO AL QUE SE ENCUENTRA SOMETIDA LA CUBIERTA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES	211
Tabla AE-2.1.1(d) ESFUERZO MÁXIMO AL QUE SE ENCUENTRA SOMETIDA LA CUBIERTA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.....	212
Tabla AE-2.1.2(a) ELEMENTOS MECÁNICOS CORRESPONDIENTES A LA TRABE CRÍTICA	213
Tabla AE-2.2.1 CARGA AXIAL ACTUANTE EN EL DADO DE CIMENTACIÓN CRÍTICO	215
Tabla AE-2.2.2 ELEMENTOS MECÁNICOS TRANSMITIDOS DE LA COLUMNA CRÍTICA HACIA LA CIMENTACIÓN	215
Tabla DE-1.1.1.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC42x3.6	219
Tabla DE-1.1.1.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA SUPERIOR CRÍTICA	219

Tabla DE-1.1.1.2(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC60x3.2	221
Tabla DE-1.1.1.2(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA BARRA VERTICAL CRÍTICA	221
Tabla DE-1.1.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS, (NTC, 2004, pág. 259).....	222
Tabla DE-1.1.3.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC114x6.4	227
Tabla DE-1.1.3.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA INFERIOR CRÍTICA	227
Tabla DE-1.1.1.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC114x6.4	230
Tabla DE-1.1.1.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA INFERIOR CRÍTICA	230
Tabla DE-1.1.4 VALORES MÁXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO, (NTC, 2004, pág. 215).....	238
Tabla DE-1.1.4.1(a) DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PERFIL IR457x177.7 ...	240
Tabla DE-1.1.4.1(b) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL IR457x177.7.....	240
Tabla DE-1.1.4.1(c) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA COLUMNA CRÍTICA.....	240
Tabla DE-1.1.4.1(d) CARGA ACTUANTE EN EL NIVEL DE ENTREPISO, ANTE LA COMBINACIÓN DE CARGAS CRÍTICAS	241
Tabla DE-1.1.4.1(e) CARGA AXIAL ACTUANTE EN TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS FICTICIAS	243
Tabla DE-1.1.4.1(f) ELEMENTOS MECÁNICOS ACTUANTES EN LA COLUMNA CRÍTICA ANTE LAS CARGAS FICTICIAS.....	244
Tabla DE-1.1.5.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC89x4.8	252
Tabla DE-1.1.5.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA INFERIOR CRÍTICA	252
Tabla DE-1.2(a) VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD E_s , MÓDULO DE REACCIÓN k_{s1} y ESFUERZO PERMISIBLE q_u , (Piralla, 2013, pág. 528).....	257
Tabla DE-1.2.1(a) RESISTENCIA A CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO, “ V_{cr} ”	269
Tabla DE-1.2.1(b) MOMENTO ÚLTIMO OBTENIDO CON LOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISIS	273
Tabla DE-1.2.1(c) REFUERZO EN LA ZAPATA	276
Tabla DE-1.2.1(d) FACTORES QUE MODIFICAN LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO DE BARRAS CON DOBLECES, (NTC, 2017, pág. 438).....	278
Tabla DE-1.2.2(a) FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES LÍMITE PARA ESTRUCTURAS DE ACERO Y COMPUESTAS, (NTC, 2017, pág. 63).....	284

Tabla DE-1.2.2(b) RESUMEN DE ARMADO EN EL DADO DE CIMENTACIÓN	286
Tabla DE-1.2.3.1(a) FACTORES QUE MODIFICAN LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO, (NTC, 2017, pág. 437).....	296
Tabla DE-1.2.3.1(b) FACTORES QUE MODIFICAN LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO DE BARRAS CON DOBLECES, (NTC, 2017, pág. 438).....	296
Tabla DE-2.1.2(a) DIMENSIONES DEL PERFIL PROPUESTO	314
Tabla DE-2.1.2(b) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL PROPUESTO.....	314
Tabla DE-2.1.2(c) VALORES MÁXIMOS DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO.....	314
Tabla DE-2.1.3(a) ELEMENTOS MECÁNICOS CORRESPONDIENTES A LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO PARA LA REVISIÓN EN FLEXOCOMPRESIÓN	318
Tabla DE-2.1.3(b) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL PROPUESTO.....	319
Tabla DE-2.1.3(c) DIMENSIONES DEL PERFIL PROPUESTO	320
Tabla DE-2.1.3(d) CARGA AXIAL MÁXIMA CORRESPONDIENTE A LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO	321
Tabla DE-2.1.3(e) CARGA VERTICAL FACTORIZADA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS CRÍTICAS ACTUANDO EN EL NIVEL DEL ENTREPISO	322
Tabla DE-2.1.3(f) ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA COLUMNA CRÍTICA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS ACCIDENTALES	323
Tabla DE-2.1.3(g) CARGA VERTICAL FACTORIZADA PARA LAS CARGAS FICTICIAS HORIZONTALES ACTUANDO EN EL NIVEL DEL ENTREPISO	324
Tabla DE-2.1.3(h) ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA COLUMNA CRÍTICA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS FICTICIAS	325
Tabla DE-2.2.1(a) ELEMENTOS MECÁNICOS TRANSMITIDOS DE LA COLUMNA CRÍTICA HACIA LA CIMENTACIÓN.....	328
Tabla DE-2.2.1(b) RESISTENCIA A CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO, " V_{CR} ".....	335
Tabla DE-2.2.1(c) MOMENTO ÚLTIMO OBTENIDO CON LOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISIS	337
Tabla DE-2.2.1(d) REFUERZO NECESARIO EN LAS ZAPATAS	339
TABLA DE-2.2.1(e) RESUMEN DEL ARMADO EN EL DADO DE CIMENTACIÓN.....	343
Tabla A-1 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS.....	352
Tabla A-2 PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES, (González & Fernández, 2005, pág. 740).....	353

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1(b) Cubierta en arco circular	30
Figura 1(a) Cubierta a dos aguas	30
Figura 1(c) Cubierta a base de marcos rígidos	30
Figura 2(a) Temperatura promedio en el Municipio de Coalcomán en años previos, (CLICOM, 2013)	31
Figura 2(c) Relación demanda-capacidad	34
Figura 2(b) Razones para acudir.....	34
Figura 2(e) Utilidad actual.....	35
Figura 2(d) Factibilidad del proyecto	35
Figura 2(g) Horario de funcionamiento óptimo.....	35
Figura 2(f) Razones de inutilidad	35
Figura 2(i) Solución a la problemática	36
Figura 2(h) Motivos del porque se considera horario óptimo.....	36
Figura 3(a) Dimensiones generales de la cubierta a dos aguas, (<i>metros</i>)	54
Figura 3(b) Dimensiones de elementos de cimentación y cubierta vista en planta, (<i>metros</i>)	55
Figura 3(c) Esqueleto estructural y sistema de cimentación.....	55
Figura 3(d) Características físicas de la nave de cubierta a dos aguas	56
Figura 3(e) Dimensiones generales de la cubierta en arco circular, (<i>metros</i>)	57
Figura 3(f) Dimensiones de elementos de cimentación y cubierta vista en planta, (<i>metros</i>).....	57
Figura 3(g) Esqueleto estructural y sistema de cimentación	58
Figura 3(h) Características físicas de la nave con cubierta de arco circular	58
Figura 3(i) Dimensiones e inclinación de los marcos rígidos, (<i>metros</i>)	61
Figura 3(j) Dimensiones y distancia libre de la superficie de juego, (<i>metros</i>)	62
Figura 3(k) Dimensiones de la cubierta vista en planta, (<i>metros</i>)	62
Figura 3(l) Estructura a base de marcos rígidos	63
Figura 3(m) Estructura con cubierta de cristal templado.....	63
Figura 4(a) Sombra ejercida a la 1:30pm, cubierta a dos aguas	65
Figura 4(b) Sombra ejercida a las 2:00pm, cubierta a dos aguas.....	65
Figura 4(d) Sombra ejercida a las 3:00pm, cubierta a dos aguas.....	65
Figura 4(c) Sombra ejercida a las 2:30pm, cubierta a dos aguas.....	65
Figura 4(f) Sombra ejercida a las 4:00pm, cubierta a dos aguas	65
Figura 4(e) Sombra ejercida a las 3:30pm, cubierta a dos aguas.....	65
Figura 4(g) Sombra ejercida a las 4:30pm, cubierta a dos aguas.....	65
Figura 4(h) Sombra ejercida a las 5:00pm, cubierta a dos aguas.....	65
Figura 5(b) Sombra ejercida a las 2:00pm, cubierta en arco	66

Figura 5(a) Sombra ejercida a la 1:30pm, cubierta en arco	66
Figura 5(d) Sombra ejercida a las 3:00pm, cubierta en arco	66
Figura 5(c) Sombra ejercida a las 2:30pm, cubierta en arco.....	66
Figura 5(e) Sombra ejercida a las 3:30pm, cubierta en arco.....	66
Figura 5(h) Sombra ejercida a las 5:00pm, cubierta en arco	66
Figura 5(g) Sombra ejercida a las 4:30pm, cubierta en arco	66
Figura 5(f) Sombra ejercida a las 4:00pm, cubierta en arco	66
Figura 5(h) Sombra ejercida a las 5:00pm, cubierta a base de marcos	67
Figura 5(g) Sombra ejercida a las 4:30pm, cubierta a base de marcos	67
Figura 5(f) Sombra ejercida a las 4:00pm, cubierta a base de marcos.....	67
Figura 5(e) Sombra ejercida a las 3:30pm, cubierta a base de marcos	67
Figura 6(d) Sombra ejercida a las 3:00pm, cubierta a base de marcos	67
Figura 6(c) Sombra ejercida a las 2:30pm, cubierta a base de marcos	67
Figura 6(b) Sombra ejercida a las 2:00pm, cubierta a base de marcos	67
Figura 6(a) Sombra ejercida a la 1:30pm, cubierta a base de marcos.....	67
Figura 6(b) Estructura con cubierta de cristal templado.....	68
Figura 6(a) Estructura con cubierta en arco circular auto soportante	68
Figura 6(c) Estructura con cubierta de lámina galvanizada a dos aguas	69
Figura 6(d) Resultados de encuesta realizada el 22 de junio de 2018	69
Figura DM-2.2.1(a) Representación de nave industrial si se propusiera armadura tipo Pratt	74
Figura DM-2.2.1(b) Representación de nave industrial empleando una armadura de sección compuesta	75
Figura DM-2.2.1(c) Separación de los largueros y longitud de las barras verticales en las armaduras.....	76
Figura DM-2.1(d) Dimensiones de las barras diagonales principales	76
Figura DM-2.1(e) Dimensiones de las barras diagonales de refuerzo	77
Figura DM-2.1(f) Disposición de los elementos tipo cables (riostros)	77
Figura DM-2.1 (g) Sistema estructural para la cubierta en arco circular.....	78
Figura DM-3(a) Sistema estructural para la cubierta en arco circular	79
Figura DM-3(b) Sistema estructural para la cubierta a dos aguas	80
Figura DM-3.2(a) Elementos tipo barra (rojo), elementos tipo cable (azul), restricciones en los apoyos (verde)	83
Figura DM-3.2(b) Elementos tipo Shell o placa (gris)	84
Figura DM-3.4 Elementos tipo placa (rojo) y restricciones de apoyo (verde).....	85
Figura DM-3.5 Elementos tipo resorte (rojo), elemento tipo barra (gris).....	86
Figura DM-3.7(a) Zonas para asignar las cargas debidas al viento para el diseño de elementos de recubrimiento en la cubierta en arco circular	88

Figura DM-3.7(b) Zonas para asignar las cargas debidas al viento para el diseño de la estructura principal en la cubierta en arco circular	88
Figura DM-3.7(d) Zonas definidas en el SAP2000, para asignar las cargas debidas al viento longitudinal en la cubierta analizada como a dos aguas de claros múltiples	89
Figura DM-3.7(e) Zonas definidas en el SAP2000, para asignar las cargas debidas al viento en la cubierta analizada como a dos aguas de un solo claro	89
Figura DM-3.7(c) Zonas definidas en el SAP2000, para asignar las cargas debidas al viento transversal en la cubierta analizada como a dos aguas de claros múltiples	89
Figura DM-3.8 Diagramas correspondientes a los elementos tipo barra	90
Figura AAP-1.1 Geometría de lámina TR-72, (Ternnium, 2010)	93
Figura AAP-1.2 Geometría de lámina TR-101, (Ternnium, 2010)	94
Figura AAP-1.3 Geometría y color de lámina a emplear TR-101, (Archdaily, 2018).....	95
Figura AAP-1.4 Separación entre apoyos de cubierta (<i>metros</i>)	96
Figura AAV-1.1 Consideración de la carga de granizo de acuerdo con el RCDF, (Piralla, 2013, pág. 189) .	101
Figura AAA-2.2.1(a) Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 50 años, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 5).....	106
Figura AAA-2.2.1(b) Ubicación de Coalcomán, Michoacán, (INEGI, 2010).....	107
Figura AAA-2.2.2 Mapa de isotacas para Q=15, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 8).....	109
Figura AEAA-1.1.1 Techos a dos aguas en claros múltiples, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 21).....	117
Figura AEAA- 1.1.2(a) Coeficientes para el techo en estudio con dirección del viento de 0°	117
Figura AEAA-1.1.2(b) Valor del coeficiente “m” primer caso	118
Figura AEAA-1.1.2(c) Valor del coeficiente “m” segundo caso.....	118
Figura AEAA-1.1.3 Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 9)	119
Figura AEAA-1.1.4(a) Altura promedio de la cubierta, (<i>metros</i>).....	120
Figura AEAA-1.1.4(b) Dimensión de la estructura en dirección del viento, (<i>metros</i>)	120
Figura AEAA-1.1.5(a) Coeficientes de cubierta de barlovento y sotavento aplicados en cubierta con claros múltiples	123
Figura AEAA-1.1.5(b) Valores de coeficientes de cubierta de barlovento y sotavento primer caso	123
Figura AEAA-1.1.5(c) Valores de coeficientes de cubierta de barlovento y sotavento segundo caso	123
Figura AEAA-1.1.5(d) Valores de coeficientes para toda la cubierta con viento en dirección de 0° primer caso	124
Figura AEAA-1.1.5(e) Valores de coeficientes para toda la cubierta con viento en dirección de 0° segundo caso	124
Figura AEAA-1.1.6 Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 9)	125

Figura AEAA-1.1.7 Coeficientes para el techo en estudio con una dirección del viento de 90°	126
Figura AEAA-1.1.8 Dimensión de la estructura en dirección del viento, (<i>metros</i>).....	126
Figura AEAA-1.1.9(a) Definición de zonas de cubierta transversal para la aplicación de los coeficientes de presión exterior, longitud en metros	128
Figura AEAA-1.1.9(b) Coeficientes para cubierta transversal, primer caso.	129
Figura AEAA-1.1.9(c) Coeficientes para cubierta transversal, segundo caso.	129
Figura AEAA-1.2.2(a) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 14)	134
Figura AEAA-1.2.2(b) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 15).....	134
Figura AEAA-1.2.2(c) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices	136
Figura AEAA-1.2.2(d) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices	136
Figura AEAA-1.2.2(e) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices	137
Figura AEAA-1.2.2(f) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices	137
Figura AEAA-1.2.2(g) Factores de presión local, para viento normal a las generatrices	141
Figura AEAA-1.2.2(h) Factores de presión local, para viento paralelo a las generatrices	142
Figura AEAA-1.2.3(a) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de la estructura principal, caso 1.....	143
Figura AEAA-1.2.3(b) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de la estructura principal, caso 2.....	144
Figura AEAA-1.2.3(c) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de la estructura principal, caso 1.....	144
Figura AEAA-1.2.3(d) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de la estructura principal, caso 2.....	145
Figura AEAA-1.2.3(e) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local K_L caso 1	146
Figura AEAA-1.2.3(f) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local K_L caso 2	146
Figura AEAA-1.2.3(g) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local K_L caso 1	147
Figura AEAA-1.2.3(h) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local K_L caso 2	147

Figura AEAA-1.2.3(i) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local K_L caso 1	148
Figura AEAA-1.2.3(j) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local K_L caso 2	148
Figura AEAA-1.2.3(k) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local K_L caso 1	149
Figura AEAA-1.2.3(l) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local K_L caso 2	149
Figura AEAA-2.1(a) Dimensiones de techo aislado, (<i>metros</i>)	150
Figura AEAA-2.1(b) Techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 29)	151
Figura AEAA-2.1(c) Factores de presión local, K_L , para techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32).....	152
Figura AEAA-2.1(d) Vista en planta de la cubierta, para seleccionar el valor del coeficiente K_L	153
Figura AEAA-2.1.1(b) Representación de las presiones exteriores netas, para las cubiertas de barlovento y sotavento, correspondientes en cada zona, caso 2	156
Figura AEAA-2.1.1(a) Representación de las presiones exteriores netas, para las cubiertas de barlovento y sotavento, correspondientes en cada zona, caso 1	156
Figura AEAA-3.1(a) Construcciones con cubierta de arco circular, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 23)	157
Figura AEAA-3.1(b) Alturas de la cubierta de arco circular, (<i>metros</i>)	158
Figura AEAA-3.1(c) Coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para construcciones con cubierta de arco circular. Viento longitudinal (paralelo a las generatrices), (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 24)	160
Figura AEAA-3.1(d) Longitudes horizontales de la cubierta de arco circular, (<i>metros</i>).....	160
Figura AEAA-3.1(e) Coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para construcciones con cubierta de arco circular. Viento longitudinal (paralelo a las generatrices), (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 24)	161
Figura AEAA-3.1(f) Zonas consideradas para los coeficientes de presión exterior de construcciones con cubierta de arco circular. Viento transversal, normal a las generatrices, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 25)	162
Figura AEAA-3.1(g) Longitud del arco, L_a , (<i>metros</i>).....	163
Figura AEAA-3.1(h) Coeficientes de presión exterior, aplicados en las zonas correspondientes para cubierta de arco circular. Viento transversal, normal a las generatrices	164
Figura AEAA-3.1.1(a) Presión exterior en Kg/m^2 , actuante en la cubierta de arco circular. Viento transversal, normal a las generatrices	165
Figura AEAA-3.1.1(b) Presión exterior, actuante en la cubierta de arco circular. Viento longitudinal, paralelo a las generatrices	166
Figura AEAA-3.2 Coeficiente de presión local, C_{pl} para los elementos de recubrimientos de las construcciones con cubierta de arco circular, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 26)	167
Figura AEAA-3.2.1 Presión local actuante en la cubierta en arco circular, para el diseño de los elementos de recubrimientos	168

Figura AEAA-4 Ángulos formados y dimensiones en la cubierta en arco circular, (<i>metros</i>)	169
Figura AEAA-4.1.1(a) Ubicación de ángulo de diseño y dimensiones en cubierta aislada, (<i>metros</i>).....	172
Figura AEAA-4.1.1(b) Techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 29).....	173
Figura AEAA-4.1.1(c) Factores de presión local, K_L , para techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32).....	174
Figura AEAA-4.1.1(d) Vista en planta de la cubierta para seleccionar el valor del coeficiente K_L , dimensiones en metros	175
Figura AEAA-4.1.2(a) Representación de las presiones exteriores netas para las cubiertas de barlovento y sotavento correspondientes en cada zona, caso 1	178
Figura AEAA-4.1.2(b) Representación de las presiones exteriores netas para las cubiertas de barlovento y sotavento correspondientes en cada zona, caso 2	178
Figura AE-1.1.1.1 Cuerda superior crítica.....	193
Figura AE-1.1.1.2 Barra vertical crítica	195
Figura AE-1.1.2.1 Riostra crítica.....	197
Figura AE-1.1.3.1 Cuerda inferior crítica.....	199
Figura AE-1.1.3.2 Montante crítico.....	201
Figura AE-1.1.4.1 Columna crítica	203
Figura AE-1.1.5.1 Larguero crítico	205
Figura AE-2.1.1(a) Deflexión máxima en la cubierta debido a la succión del viento para el diseño de elementos principales, (<i>cm</i>).....	209
Figura AE-2.1.1(b) Deflexión máxima en la cubierta debido a la presión del viento para el diseño de elementos principales, (<i>cm</i>).....	209
Figura AE-2.1.1(d) Deflexión máxima en la cubierta debido a la presión del viento para el diseño de elementos secundarios, (<i>cm</i>).....	210
Figura AE-2.1.1(c) Deflexión máxima en la cubierta debido a la succión del viento para el diseño de elementos secundarios, (<i>cm</i>).....	210
Figura AE-2.1.1(e) Esfuerzo máximo positivo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos principales, (kg/cm^2).....	211
Figura AE-2.1.1(f) Esfuerzo máximo negativo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos principales, (kg/cm^2).....	211
Figura AE-2.1.1(g) Esfuerzo máximo positivo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos secundarios, (kg/cm^2).....	212
Figura AE-2.1.1(h) Esfuerzo máximo negativo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos secundarios, (kg/cm^2).....	212
Figura AE-2.1.2(a) Trabe de cerramiento crítica.....	213
Figura AE-2.1.2(b) Elementos mecánicos correspondientes a la trabe crítica	213
Figura AE-2.1.3(a) Columna crítica en flexocompresión.....	214

Figura AE-2.1.3(b) Columna crítica en compresión axial	214
Figura DE-1.1.1.1 Sección transversal de cuerdas superiores, (mm).....	218
Figura DE-1.1.1.2 Sección transversal de barras verticales, (mm)	220
Figura DE-1.1.2.1 Diámetro y propiedades de cables de arriostamiento	223
Figura DE-1.1.3.1 Sección transversal de cuerdas inferiores, (mm).....	226
Figura DE-1.1.3.2 Sección transversal de montantes, (mm).....	229
Figura DE-1.1.4.1(a) Sección trasversal de columnas, (mm)	239
Figura DE-1.1.4.1(b) Fuerzas ficticias horizontales aplicadas en los ejes “X” y “Y”, (ton)	242
Figura DE-1.1.4.1(c) Deflexión presente en la columna crítica, (metros).....	245
Figura DE-1.1.5.1(b) Sección transversal de largueros, (mm).....	251
Figura DE-1.2(a) Caracterización por tipo de suelo, (INEGI, 2018).....	255
Figura DE-1.2(b) Cabecera Municipal	256
Figura DE-1.2.1(a) Elementos que componen y actúan sobre una zapata aislada.....	258
Figura DE-1.2.1(b) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en planta, (cm).....	260
Figura DE-1.2.1(c) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en alzado, (cm)	261
Figura DE-1.2.1(d) Peraltes y recubrimiento de la sección, (cm).....	261
Figura DE-1.2.1(e) Diagramas y fórmulas para calcular el Cortante y Momento de diseño, (AF&PA, 2007)	263
Figura DE-1.2.1(f) Vista en planta y alzado de la sección crítica	266
Figura DE-1.2.1(g) Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata (NTC, 2017, pág. 427)	266
Figura DE-1.2.1(h) Carga y reacción presente en zapatas.....	271
Figura DE-1.2.1(i) Deformaciones presentes en la zapata debidas a la flexión	271
Figura DE-1.2.1(j) Sección crítica de la zapata en la revisión por flexión	272
Figura DE-1.2.1(k) Sección crítica de la zapata en la revisión por flexión	272
Figura DE-1.2.1(l) Requisitos necesarios para el refuerzo en flexión	276
Figura DE-1.2.2(a) Vista en alzado de la zapata, en dirección longitudinal de la cubierta, (cm).....	287
Figura DE-1.2.2(b) Vista en alzado de la zapata, en dirección transversal de la cubierta, (cm).....	287
Figura DE-1.2.2(c) Detallado de la zapata en dirección longitudinal de la estructura, (cm)	288
Figura DE-1.2.2(d) Detallado de la zapata en dirección transversal de la estructura, (cm).....	288
Figura DE-1.2.2(e) Vista en planta de la zapata, (cm).....	289
Figura DE-1.2.3.1(a) Vista en alzado de la cimentación, eje longitudinal	290
Figura DE-1.2.3.1(b) Sistema de trabes de liga en eje longitudinal	290
Figura DE-1.2.3.1(c) Carga última actuante en las trabes sin considerar el peso propio, (ton).....	292
Figura DE-1.2.3.1(d) Rigidez aplicada en las trabes a cada 50cm	292
Figura DE-1.2.3.1(e) Rigidez asignada a los resortes en el programa SAP2000.....	293

Figura DE-1.2.3.1(f). Momento flexionante último “ M_u ” ejercido en las trabes, (ton-m).....	293
Figura DE-1.2.3.1(g) Armado necesario para resistir el Momento positivo máximo.....	298
Figura DE-1.2.3.1(h) Armado necesario para resistir el Momento negativo máximo.....	299
Figura DE-1.2.3.1(i) Armado en flexión	300
Figura DE-1.2.3.1(j) Detalle de los ganchos	300
Figura DE-1.2.3.1(k) Fuerza cortante última “ V_u ” ejercida en las trabes, (ton).....	301
Figura DE-1.2.3.1(l) Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante.....	305
Figura DE-1.2.3.2(a) Vista en alzado de la cimentación, eje transversal	305
Figura DE-1.2.2.2(b) Sistema de trabes de liga, eje transversal	305
Figura DE-1.2.3.2(c) Carga última actuante en las trabes sin considerar el peso propio, (ton).....	306
Figura DE-1.2.3.2(d) Rigidez aplicada en las trabes a cada 50cm	306
Figura DE-1.2.3.2(e) Rigidez asignada a los resortes en el programa SAP2000.....	306
Figura DE-1.2.3.2(f) Momento flexionante último “ M_u ” ejercido en las trabes, (ton-m).....	307
Figura DE-1.2.3.2(g) Armado necesario para resistir el Momento positivo máximo.....	308
Figura DE-1.2.3.2(h) Armado necesario para resistir el Momento negativo máximo	309
Figura DE-1.2.3.2(i) Armado en flexión	309
Figura DE-1.2.3.2(j) Detalle de los ganchos	309
Figura DE-1.2.3.2(k) Fuerza cortante última “ V_u ” ejercida en las trabes, (ton).....	310
Figura DE-1.2.3.2(l) Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante.....	312
Figura DE-2.1.3(a) Diagramas de momento correspondientes a las columnas del entrepiso para la revisión en flexocompresión	319
Figura DE-2.1.3(b) Fuerzas ficticias horizontales aplicadas en los ejes “X” y “Y”, (ton)	323
Figura DE-2.1.3(c) Deflexión presente en la columna crítica, (metros).....	323
Figura DE-2.2.1(a) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en planta, (cm).....	329
Figura DE-2.2.1(b) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en alzado, (cm).....	329
Figura DE-2.2.1(c) Peraltes y recubrimiento de la sección, (cm).....	330
Figura DE-2.2.1(e) Vista en alzado de la zapata, en dirección transversal de la cubierta, (cm).....	344
Figura DE-2.2.1(d) Vista en alzado de la zapata, en dirección longitudinal de la cubierta, (cm).....	344
Figura DE-2.2.1(g) Vista en planta de la zapata y dado de cimentación, (cm).....	345
Figura DE-2.2.1(f) Detallado de la zapata en para ambas direcciones de la zapata de la nave industrial, (cm)	345
Figura DE-2.2.1(h) Vista en alzado de la cimentación, eje longitudinal	346
Figura A-1 Diagramas y fórmulas para calcular el Cortante y Momento de diseño, (AF&PA, 2007).....	352

RESUMEN

En las últimas décadas se han observado importantes cambios climáticos que obstruyen el desarrollo físico de jóvenes y niños por falta de adecuados espacios deportivos, que coadyuven en su desarrollo mediante la práctica del deporte, reduciendo con esto problemas sociales (pandillerismo, alcoholismo y drogadicción) que se presentan cuando la juventud no tiene alternativas ocupacionales.

Debido a esta problemática, el presente trabajo estudia tres posibles alternativas estructurales de cubiertas de techo que se pueden implementar para cubrir canchas de básquetbol para la unidad deportiva del municipio de Coalcomán, Michoacán; las cuales se estudian desde el punto de vista de su comportamiento estructural.

Para alcanzar el objetivo se estudian diferentes alternativas arquitectónicas, las cuales exploran desde aspectos estéticos hasta cuales son los beneficios que brindan para limitar los efectos dañinos de los rayos solares. Posteriormente se desarrollan modelos analíticos que consideren las acciones de viento a que pueden estar sujetas estas estructuras, para determinar cuál de las alternativas propuesta es la óptima para construirse. En el presente trabajo se explica cómo se deben determinar las acciones tanto debidas a cargas permanentes como accidentales (viento), y el proceso a seguir para desarrollar los modelos analíticos. Se presentan los resultados y las bases consideradas para determinar la estructura óptima a implementar en las canchas de unidades públicas localizadas en Coalcomán, Mich., como solución para disminuir los efectos de los cambios climáticos.

Palabras Clave:

Análisis y diseño estructural de cubiertas, cubierta en arco, cubierta a dos aguas, nave industrial, acción del viento.

ABSTRACT

In recent decades, important climatic changes have been observed that obstruct the physical development of young people and children due to the lack of adequate sport facilities, which contribute to their development through the practice of sports, thus reducing social problems (gangs, alcoholism and drug addiction). They occur when youth do not have occupational alternatives.

Due to this problem, the present work studies three possible structural alternatives of roof covers that can be implemented to cover basketball courts for the sport unit of the municipality of Coalcomán, Michoacán; which are studied from the point of view of their structural behavior.

To reach the objective, different architectural alternatives are studied, which explore from aesthetic aspects to what are the benefits that help to limit the effects of solar rays. Subsequently, analytical models are developed that consider the wind actions to which these structures may be subjected, in order to determine which of the proposed alternatives is the optimum to be built. In the present work, it is explained how to determine the actions due to permanent and accidental (wind) loads, and the process followed to develop the numerical models to lead the structural analysis and structural design processes. The results and bases considered to determine the optimum structure to be implemented in the courts of public units located in Coalcomán, Michoacán, are presented as a solution to reduce the effects of climate changes and to improve the physical development of young people and children.

Keywords:

Analysis and structural design of roofs, arched roof, gable roof, industrial warehouse, wind action.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

ANTECEDENTES

Deporte

Internacional

“En las culturas muy antiguas, incluso en formas de vida primitiva, aparecen vestigios de costumbres deportivas. El primer Manual de Educación Física y Deportiva surgió en Italia por el médico Jerónimo Mercuriales” (Universidad Veracruzana, 2018).

Nacional

“Con el surgimiento de la Nueva Escuela en México después de la Revolución Mexicana, se abre paso a la “Educación Física” en el país. En 1914 se instauraron los Juegos Deportivos Nacionales y con ello se puso en marcha todo un movimiento deportivo que en su mayoría era estudiantil” (Universidad Veracruzana, 2018).

En cuanto a los estudiantes, desde los inicios de la educación física se ha visto que estas actividades deportivas influyen en el desarrollo y conducta de los mismos.

Nave Industrial

Los primeros edificios industriales surgieron durante los siglos XVIII y XIX, debido a la Revolución industrial producida a partir de la invención de la máquina de vapor. Antes de la Revolución Industrial la economía estaba basada en el trabajo artesanal organizado en gremios.

Luego de la revolución industrial comenzó la producción en edificios que alojaban las máquinas, la mano de obra y las materias primas, además de las fuentes de energía (carbón, agua). Estas primeras fábricas podían incluso servir de viviendas

para los obreros que trabajaban en ellas. Con el avance de la industrialización, también se realizó en las naves la producción en serie.

Las primeras naves industriales se basaron en la arquitectura civil de la época, utilizándose estructuras y materiales como vigas y armaduras de madera sobre muros de carga. El uso de vigas de madera limitaba la distancia de separación de los puntos de apoyo a 6 metros como máximo.

Debido a esto los edificios industriales que se construían estaban limitados a una planta estrecha y alargada. El soporte de la edificación se lograba apoyando la cubierta de forma continua a lo largo de los muros, los cuales ejercían una doble función: trabajando como elementos de cerramiento que delimitaban el espacio interior del exterior a la nave, y como elementos estructurales que debían resistir las cargas (Imagen 1).

Una característica común de las naves industriales era la escasa existencia de aberturas para ventilación e iluminación del interior (Urenda, 2013).



Fuente: Revista digital de Historia y Ciencias Sociales

Imagen 1 Naves industriales del Siglo XVIII (Lozano, 2004)

DEFINICIÓN DEL TEMA

La cabecera municipal de Coalcomán Michoacán cuenta con un auditorio público, dentro del cual se tiene solamente una cancha destinada para eventos deportivos, como el volibol y basquetbol.

El auditorio es el espacio con la cubierta más grande que se tiene en la localidad, por lo tanto, se emplea también para la realización de diversos eventos académicos como graduaciones de diferentes niveles de educación y jornadas regionales (Imagen 2).



Imagen 2 Eventos académicos realizados en el Auditorio

En estas instalaciones también se desarrollan otras actividades sociales, tales como la entrega de apoyos de programas paternalistas, programas de inclusión social, programas de pensión para adultos mayores, entre otros. Además, se llevan a cabo importantes actividades durante los periodos electorales, como son la capacitación y las casillas de votación.

Las jornadas deportivas que se realizan en la región se limitan a ciertas fechas y horarios en que se encuentra disponible el auditorio municipal, debido a la gran demanda de uso que se tiene por el conjunto de actividades programadas en él. Con base en lo antes descrito, es claro que el contar con solo un auditorio no es suficiente para abastecer todas las necesidades de las diferentes instituciones que

requieren de este espacio para desarrollar en tiempo y forma todos los eventos, por lo cual, un importante número de las actividades deportivas deben desarrollarse al aire libre, exponiendo así a los competidores a condiciones extremas de la intemperie, lo cual limita su rendimiento, y también exponiendo su salud, debido a las altas temperaturas que se pueden presentar, esto es un impedimento para explotar la cultura deportiva en un sentido amplio de su significado, y por lo tanto limitar a los futuros talentos que se pueden tener en la localidad.

Es complicado realizar en la cabecera municipal simultáneamente varios de los eventos mencionados, por lo cual, es imprescindible la construcción de más áreas deportivas techadas. Con lo cual se coadyuvará a mejorar el desarrollo integral de la sociedad de Coalcomán, es decir desarrollar a la par tanto eventos deportivos, como políticos y académicos.

El proyectista propone tres tipos de estructuras de diferente diseño arquitectónico, esto con la finalidad de que la población de Coalcomán, Michoacán, en conjunto con la dirección de obras públicas, seleccionen el diseño que más se adapte a sus necesidades (Figuras 1(a-c)).

Las cubiertas que se proponen contarán con aberturas en todo el perímetro de su planta rectangular, esto con la finalidad de evitar el efecto invernadero que se produce en las cubiertas de auditorios y crear un espacio más confortable y adecuado para la salud de los deportistas (Figuras 1(a-c)).



Figura 1(a) Cubierta a dos aguas



Figura 1(b) Cubierta en arco circular

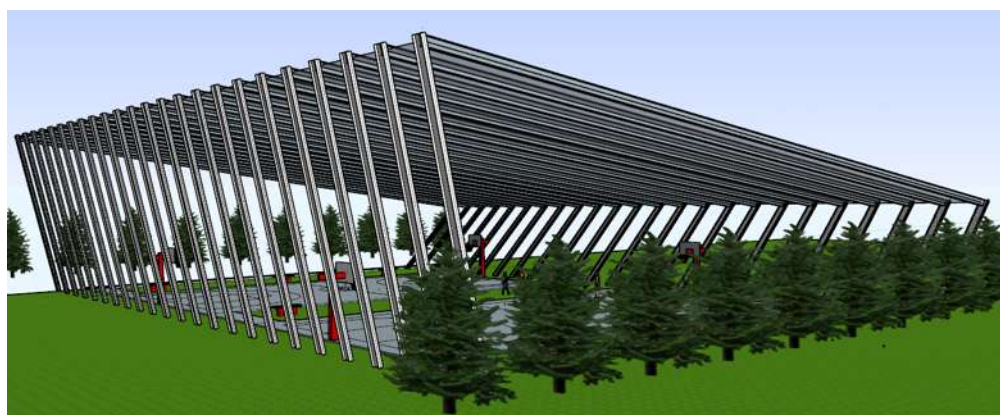


Figura 1(c) Cubierta a base de marcos

JUSTIFICACIÓN

La temperatura en el municipio de Coalcomán, Michoacán, ha incrementado considerablemente en los últimos años de acuerdo a los informes obtenidos de la base de datos del CLICOM (Figura 2(a)).

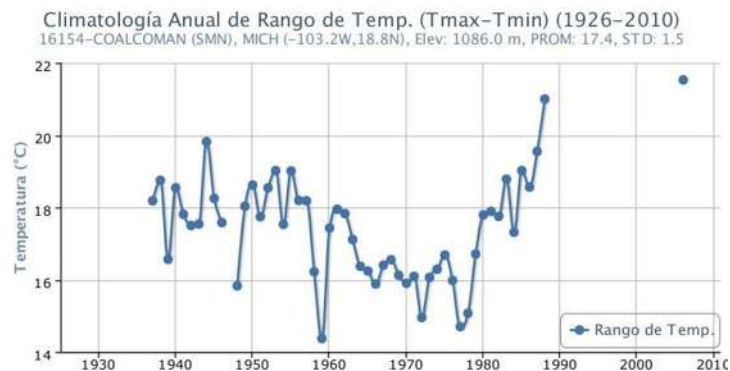


Figura 2(a) Temperatura promedio en el Municipio de Coalcomán en años previos, (CLICOM, 2013)

De igual forma, la población en el municipio ha crecido considerablemente de acuerdo con los datos estadísticos reportados en el INEGI (Tabla 1), lo cual hace evidente la necesidad de crear más áreas deportivas con cubierta para abastecer las necesidades de jóvenes, niños y comunidad deportista en general, para brindar no solamente buenas instalaciones, sino coadyuvar en el mejor desarrollo de la juventud reduciendo problemas sociales (pandillerismo, alcoholismo y drogadicción) que se presentan cuando la juventud no tiene alternativas ocupacionales, además de descubrir atletas que pueden llegar a ser de alto rendimiento y desempeñar papeles importantes tanto a nivel regional como nacional, y porque no ir más allá de estas competencias.

Tabla 1 HABITANTES EN LA POBLACIÓN DE COALCOMÁN MICHOACÁN, (INEGI, 2018)

Evento Censal	Fuente	Total de Habitantes	Hombres	Mujeres
1900	Censo	2412	1169	1243
1910	Censo	2004	928	1076
1921	Censo	3305	1540	1765
1930	Censo	2485	1124	1361
1940	Censo	2994	1355	1639
1950	Censo	3650	1593	2057
1960	Censo	7695	3602	4093
1970	Censo	4875	-	-
1980	Censo	5829	2775	3054
1990	Censo	7520	3583	3937
1995	Conteo	8636	4213	4423
2000	Censo	10439	5041	5398
2005	Conteo	9841	4640	5201
2010	Censo	10784	5124	5660

Fuente: INEGI

De acuerdo al último censo realizado por el (INEGI, 2018) en el año 2015, la población total en viviendas particulares habitadas (Número de personas) es de 18,444.

Actualmente en el municipio además del auditorio, se cuenta con tres canchas públicas adaptadas para jugar basquetbol y dos canchas adaptadas para jugar volibol. El funcionamiento de estas canchas se vuelve obsoleto a partir de las 12 hasta las 17 horas del día debido a que la temperatura y la radiación solar se tornan agresivas para los deportistas, motivo por el cual los habitantes no hacen uso de las instalaciones de la unidad deportiva durante ese horario, (Figuras 3(a-b)).



Imagen 3(a) Centro deportivo inhabilitado



Imagen 3(b) Funcionamiento obsoleto de canchas

Es evidente que durante el resto del día las canchas son insuficientes para abastecer a la población, lo que ocasiona que las personas que acuden a la unidad deportiva tengan que esperar por un largo tiempo un turno para hacer uso de estas y comenzar a jugar, o incluso pierden la oportunidad de jugar en ese día por falta de canchas disponibles (Figura 3(c)).



Imagen 3(c) Personas esperando su turno para acceder a jugar

De igual forma, durante la temporada de lluvias las canchas se vuelven inhabitables (Imagen 3(d)), ocasionando una desmotivación en los usuarios por practicar actividades deportivas y culturales, optando por la práctica de otras actividades o acudir a centros deportivos privados, lo cual no es una opción para los habitantes de bajos recursos.



Imagen 3(d) Canchas sin uso debido a los antecedentes de lluvia

Por tal motivo, se reafirma la problemática que se tiene: “no es el número de canchas el motivo principal que limita el desarrollo de actividades deportivas, sino sus condiciones que no permiten su uso a lo largo de todo el día y bajo cualquier condición que se presente en el medio ambiente”. Debido a esta premisa es que se propone como alternativa de solución, la adecuación de los espacios existentes mediante la construcción de cubiertas que permitan a la población realizar actividades deportivas, eventos cívicos, académicos y culturales, ante cualquier condición climática que se presente a lo largo de todo el día los 365 días del año.

Para corroborar lo mencionado anteriormente se realizaron encuestas a 20 deportistas que acuden con frecuencia a la unidad deportiva, las encuestas se realizaron el 22 de junio de 2018. Las estadísticas de los resultados se presentan en las gráficas de las Figuras 2(b-i).



Figura 2(b) Razones para acudir

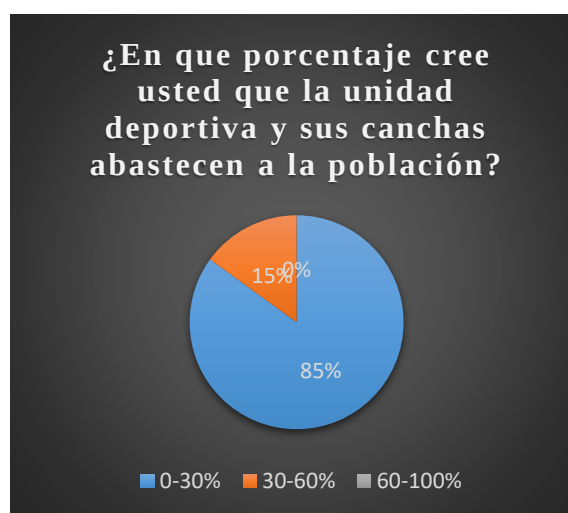


Figura 2(c) Relación demanda-capacidad

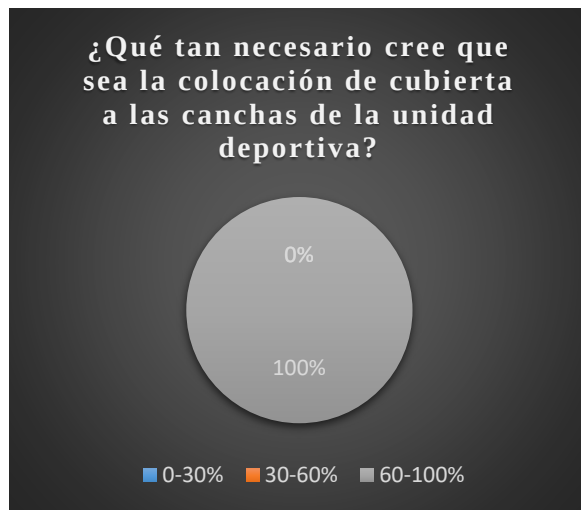


Figura 2(d) Factibilidad del proyecto

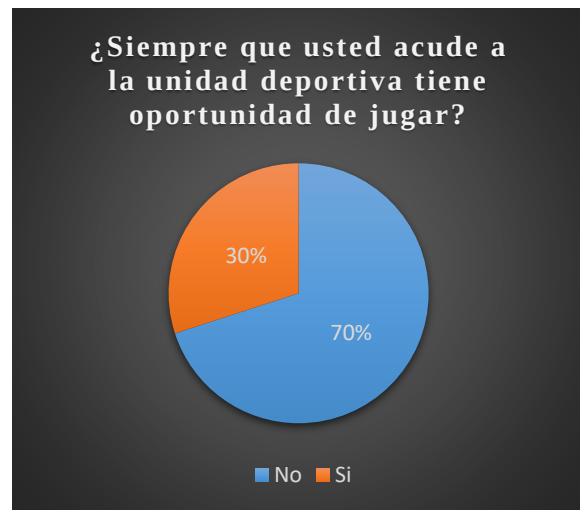


Figura 2(e) Utilidad actual

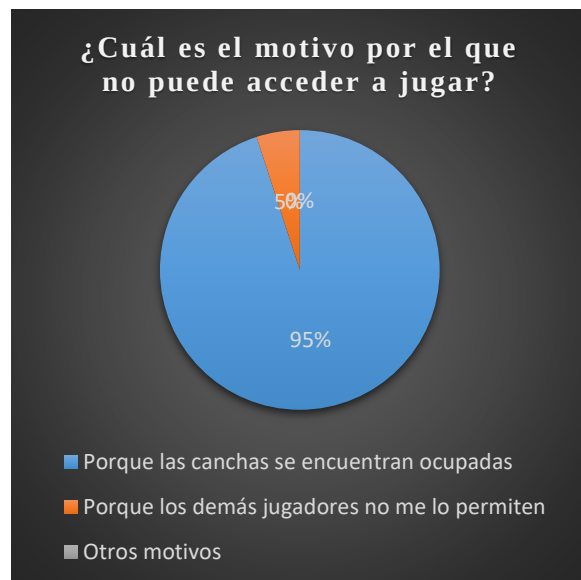


Figura 2(f) Razones de inutilidad

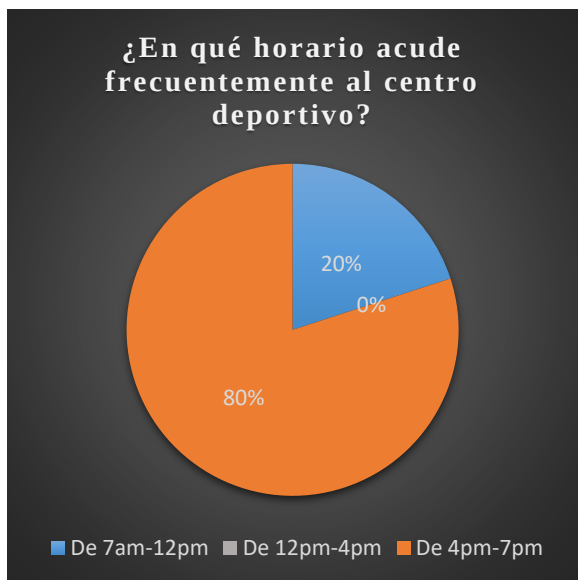


Figura 2(g) Horario de funcionamiento óptimo

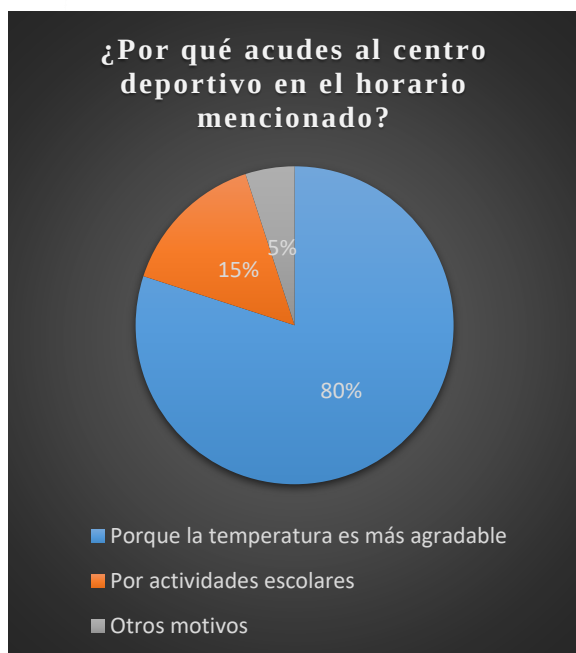


Figura 2(h) Motivos del porque se considera horario óptimo

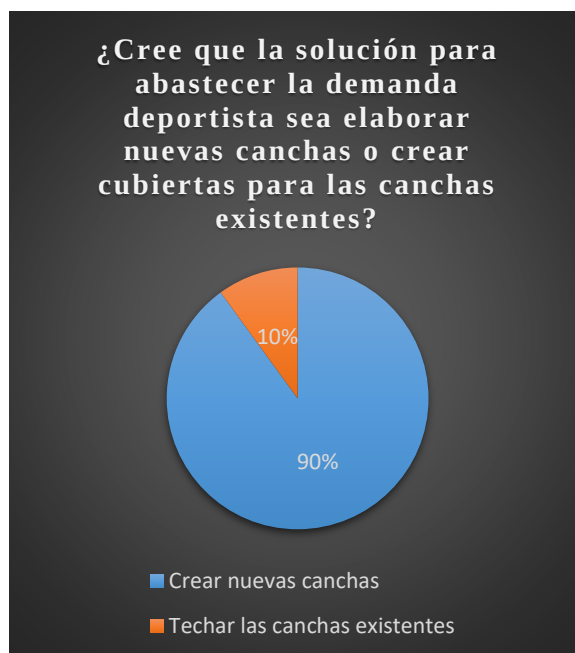


Figura 2(i) Solución a la problemática

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Proyectar un espacio agradable y confortable para la población, en el cual los habitantes de la región y turistas se sientan motivados a realizar ejercicio mejorando así su salud y estilo de vida.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Diseñar dos naves industriales en la unidad deportiva del municipio de Coalcomán, Michoacán, las cuales servirán como cubierta para canchas en dicho establecimiento.
- Utilizar elementos que proporcionen estructuras metálicas económica y técnicamente factibles de construir, las cuales deberán ser capaces de resistir los fenómenos naturales extremos que se presenten en la localidad.
- El espacio proporcionado por las naves industriales deberá ser adecuado para realizar eventos culturales, cívicos, académicos y competencias deportivas a nivel estado, lo que incentivará el turismo y promoverá el patrocinio del deporte y la cultura en el municipio.

HIPÓTESIS

Con la elaboración de éste proyecto aumentará la cultura del deporte en la población y por ende la salud de los ciudadanos. De igual manera, se mejorarán las actividades deportivas realizadas por las instituciones educativas dentro de la unidad pública. Además de que se coadyuvará a reducir problemas sociales.

Al tener las dos canchas con cubierta, además de un auditorio existente, se podrán realizar competencias tanto locales como regionales ya que se contará con espacios suficientes y adecuados para la demanda de participantes y cualquier condición climática que se pudiera llegar a presentar durante estas jornadas deportivas.

Tanto en las jornadas deportivas como en las competencias externas de la localidad, los participantes Coalcomanenses sobresaldrán de sus adversarios ya que habrán mejorado notoriamente sus habilidades al tener canchas con cubierta y ampliar su horario y efectividad de entrenamiento.

METODOLOGÍA

El proyecto se inicia con la identificación de un problema. El problema surge en el municipio de Coalcomán, Michoacán, ya que, de acuerdo al último censo realizado por el INEGI en el año 2015, se tiene una población de 18,444 habitantes en una localidad que cuenta con tan solo una cancha techada disponible al público en general en horarios muy limitados. Por lo cual, es necesario construir cubiertas para un mayor número de canchas. Una vez identificado el problema y planteadas las necesidades, así como sus justificaciones, se describen sus bases teóricas en los siguientes puntos previamente descritos:

- Antecedentes
- Justificación
- Objetivos generales y específicos
- Hipótesis

Se continuó con la Construcción del enfoque o marco teórico, en el cual se estudian todos los antecedentes existentes a lo largo de la historia que son referentes al tema, así como se abordan otros aspectos relacionados al proyecto, los cuales nos darán la pauta a seguir para su desarrollo.

Una vez conocido el marco teórico, se procede a investigar los aspectos técnicos relevantes al desarrollo del proyecto, entre los que se encuentran:

- Localización
- Análisis de la población por abastecer
- Hábitos culturales de la población
- Aspectos económicos en la zona

Es de suma importancia analizar el comportamiento de los fenómenos naturales presentes en la zona, los cuales se obtienen por medio de datos estadísticos, estos son los indicativos para determinar las diversas afectaciones climatológicas que puedan presentarse, y por lo tanto deben considerarse en el desarrollo del proyecto, tales como:

- Temperaturas máxima y mínima
- Precipitación Pluvial

Igualmente se estudian aspectos determinantes para las zonas urbanas, los cuales son fundamentales para el desarrollo de un proyecto funcional que cumpla su objetivo, desarrollo de instalaciones ubicadas al margen de la necesidad que tengan siempre presente la economía del proyecto. Dichos aspectos son:

- Infraestructura
- Equipamiento urbano
- Imagen urbana

Posteriormente se procede a realizar el proyecto arquitectónico, donde se definen los parámetros que determinan los requisitos que se deben cumplir para una adecuada funcionalidad y estética de la estructura, entre ellos se tienen:

- Dimensiones y forma de la estructura general
- Proyección solar con respecto a las estructuras

Una vez conocidas tanto las determinantes contextuales y urbanas, como también ciertas variables ambientales, se analiza la funcionalidad y economía de las tres estructuras propuestas, eligiendo a criterio del proyectista las dos estructuras más eficaces para llevarse a cabo en la construcción, y proceder con la etapa del análisis y diseño estructural.

La parte que mayor importancia presenta en el proyecto es el análisis y diseño estructural, por el compromiso que este tiene con la seguridad estructural. En cuanto al análisis estructural, este consta de dos fases: análisis de cargas y análisis estructural.

El análisis de cargas incluye tanto la estimación de las posibles cargas muertas y vivas a que puede estar sometida la estructura, como la determinación de las cargas accidentales y sus efectos en la misma. Con respecto a estas últimas, se estimaron por medio de un análisis estático, de acuerdo a como se especifica en el MOC de la CFE para diferentes formas y tipos de estructura. En general, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga:

- Análisis de cargas permanentes (CM + CV)
- Análisis de cargas accidentales (CM + CV + C_{a_viento} + C_{a_lluvia})

El análisis estructural se realizó con ayuda del Software SAP2000, programa donde se modelaron todos los elementos que componen la estructura, con las siguientes características:

- Elementos tipo barra
- Elementos tipo área
- Elemento tipo cable
- Elementos tipo resorte

El paso final para el desarrollo del proyecto propuesto en este trabajo es el diseño estructural, el cual se realizó conforme a lo establecido en las NTC del RCCM (2017) en sus secciones referentes al diseño de estructuras de acero y concreto, así como al Manual de construcción en acero IMCA. Durante el proceso de diseño estructural se definen y especifican los siguientes parámetros:

- Materiales empleados
- Dimensiones y propiedades de los elementos que conforman la estructura
- Detalles constructivos

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se estudiarán las características de las cubiertas a dos aguas y en arco circular, y por tanto la conveniencia de su uso para naves industriales en canchas deportivas. Además, se analizará el proyecto arquitectónico de una cubierta a base de marcos rígidos de acero estructural y su posible implementación.

A lo largo del desarrollo del proyecto, se analizarán los elementos aptos para la construcción de naves industriales, se estudiará la cubierta metálica tipo acanalada, perfiles de acero estructural de sección transversal IR, rectangular y tubulares. Durante el proceso de análisis y diseño estructural se elegirá la situación más desfavorable de ante las posibles acciones para determinar la estructuración de la futura techumbre a construir. Todo ello sin dejar de lado la apariencia arquitectónica de la estructura, la funcionalidad de la misma, y los aspectos relativos a la ejecución de la obra, como pueden ser, la planificación, la normativa vigente, la seguridad, la calidad y la economía, entre otros factores que pudiesen resultar de importancia.

Se optó por utilizar acero estructural como material de construcción, debido a la relación que se tiene entre la resistencia y el peso propio de la estructura, los perfiles de acero son elementos ligeros pueden cubrir claros más grandes con respecto a otros materiales como el concreto, factor importante que se considera en el desarrollo de este proyecto, ya que el claro máximo a cubrir es de 24 metros.

Los perfiles estructurales se utilizan tanto en vigas como en columnas, elementos que se entrelazan por medio de conexiones atornilladas y soldadas, lo cual permite que las estructuras puedan suplementarse en caso de ser necesario, así como hacer las ampliaciones y modificaciones pertinentes que el proyecto llegará a requerir o incluso hacer un cambio de uso a lo largo de su vida útil.

DESCRIPCIÓN DEL CENTRO DEPORTIVO

El centro deportivo en el cual se llevará a cabo la construcción de cubierta para dos canchas se ubicada en la cabecera municipal de Coalcomán, Michoacán.

Macro localización

Michoacán es uno de los treinta y un estados que junto con la Ciudad de México forman los Estados Unidos Mexicanos, se encuentra en la parte oeste de la República Mexicana y se ubica entre los ríos Lerma y Balsas, el lago de Chapala y el Océano Pacífico.

Este estado forma parte del Eje Neo volcánico y la Sierra Madre del Sur. La superficie territorial es de 59 928 km², lo que representa un 3% de todo México; cuenta con 113 municipios que económicamente depende en gran medida de la agricultura, y presenta una población aproximada de 3 985 667 habitantes.

Colinda al norte con el estado de Jalisco, Guanajuato y Querétaro de Arteaga; al este con Querétaro de Arteaga, México y Guerrero; al sur con Guerrero y el Océano Pacífico; al oeste con el Océano Pacífico, Colima y Jalisco (Imagen 4(a)).

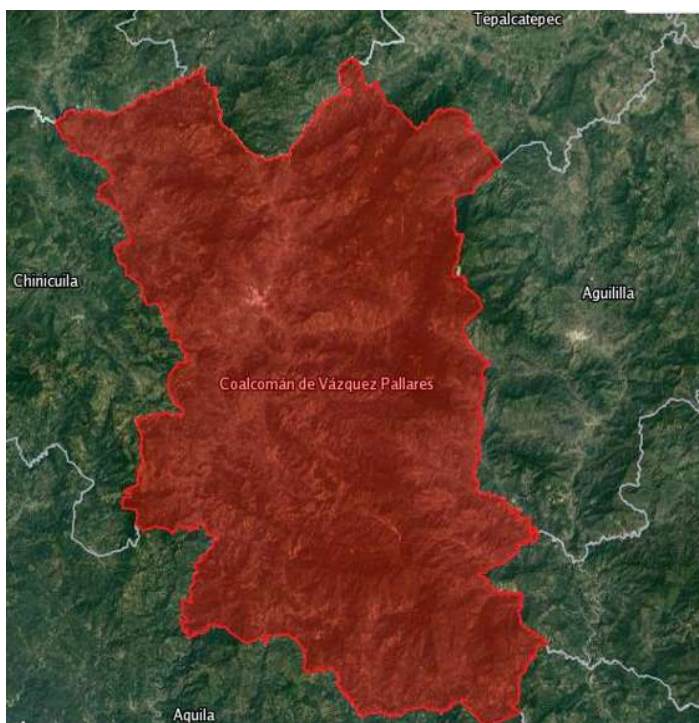
Michoacán tiene un relieve muy accidentado, por lo que sus climas son muy variados: templado con lluvias todo el año, templado con lluvias en verano, cálido con lluvias en verano y cálido con lluvias escasas durante el año (CAD, 2015).

El municipio de Coalcomán Michoacán se encuentra entre los paralelos 18°18' y 19°03' de latitud norte; los meridianos 102°49' y 103°24' de longitud oeste; altitud entre 300 y 2800m. Cuenta con 439 localidades y ocupa el 4.83% de la superficie del estado.



Fuente: INEGI

Imagen 4(a) Michoacán de Ocampo (INEGI, 2018)



Fuente: INEGI

Imagen 4(b) Municipio de Coalcomán Michoacán (INEGI, 2018)

Como se muestra en la Imagen 4(b), el territorio de Coalcomán colinda al norte con el estado de Jalisco y el municipio de Tepalcatepec; al este con los municipios de Tepalcatepec, Aguililla, Tumbiscatío y Artega; al sur con los municipios de Artega y Aquila; al oeste con los municipios de Aquila y Chinicuilá y el estado de Jalisco.

De acuerdo con los factores climáticos, el rango de temperatura en dicho municipio oscila entre los 16-28°C, la precipitación que se presenta se encuentra en el rango de 700-1300 mm.

Respecto a su Edafología, el suelo dominante que se tiene en el municipio consta de Luvisol (35.13%), Leptosol (34.63%), Phaeozem (12.56%), Regosol (8.08%), Cambisol (7.93%), Fluvisol (0.84%) y Vertisol (0.66%)

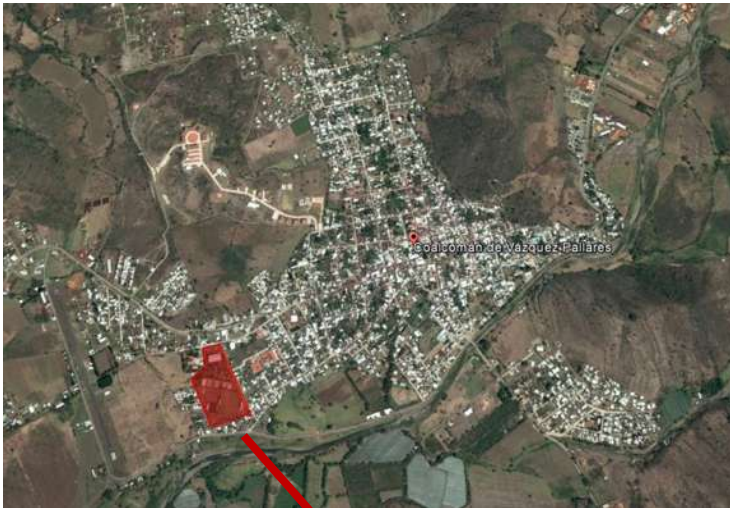
La zona urbana está creciendo sobre suelo aluvial del Cuaternario y roca sedimentaria del Cretácico, en valle de laderas tendidas y sierra alta compleja; sobre áreas donde originalmente había suelos denominados Fluvisol, Leptosol y Regosol; se tiene clima cálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media y está creciendo sobre terrenos previamente ocupados en agricultura, pastizales y selva caducifolia (INEGI, 2018).

Micro localización

El centro deportivo en el cual se realizará el proyecto de techado de canchas deportivas se encuentra ubicado entre la avenida Lázaro Cárdenas y las calles albañiles, de los maestros y del trabajo, en la colonia centro (Imágenes. 4(c-d)).

La unidad deportiva cuenta con un área total estimada del orden de los 53,163 metros cuadrados y un perímetro de 1,014 metros, valores estimados utilizando las herramientas de Google Earth.

El área específica donde se llevará a cabo la construcción, se encuentra en las coordenadas de latitud 18°46'19.88"N y longitud 103°10'8.86"O, con una elevación de 1,018-1,019 msnm (Imagen 4(d)).



Fuente: Google Earth

Imagen 4(c) Unidad deportiva de Coalcomán Michoacán



Fuente: Google Earth

Imagen 4(d) Área específica donde se realizará la construcción

La ubicación de la unidad deportiva se encuentra en un terreno aledaño al Colegio de Bachilleres, razón por la cual los estudiantes de dicha institución no cuentan con áreas deportivas propias, sino que acuden este centro deportivo para realizar sus actividades y eventos deportivos desarrollados en la institución.

Además del Colegio de Bachilleres, la unidad deportiva funge como única área de deportes para los estudiantes de otras instituciones, entre las que se encuentran: la Escuela Primaria Leona Vicario y el albergue Justo Sierra.

Características físicas del centro deportivo.

Entre las instalaciones y áreas más destacadas con las que cuenta este centro deportivo son:

- Una cancha de futbol soccer con dimensiones de 105x80m, la cual cuenta con gradas en ambos extremos laterales, instalaciones sanitarias y vestidores para los deportistas y aficionados.
- Una cancha de futbol rápido con dimensiones de 35x50m con gradas en la parte lateral izquierda.
- Tres canchas de basquetbol con dimensiones de 18x30m.
- Dos canchas de volibol con dimensiones de 15x20m.
- Un auditorio con dimensiones de 30x50m.
- Espacio adaptado con juegos infantiles y senadores familiares.
- Estacionamiento con capacidad aproximada para 40 vehículos.
- Áreas verdes y otras áreas de descanso.

Por medio de fotografías actuales se ilustran los lugares más relevantes de la unidad deportiva del municipio del Coalcomán, así como las condiciones en las que se encuentra este espacio público (Imágenes 4(e-q)).



Imagen 4(e) Auditorio municipal Javier Castañeda Ramos



Imagen 4(f) Cancha principal de futbol soccer



Imagen 4(g) Áreas verdes y espacios familiares



Imagen 4(h) Pasillo y acceso principal



Imagen 4(i) Pasillo y acceso secundario



Imagen 4(j) Cancha secundaria de futbol soccer



Imagen 4(k) Pasillo de acceso a canchas de voleibol



Imagen 4(l) Pasillo de acceso a canchas de basquetbol



Imagen 4(m) Cancha principal de basquetbol



Imagen 4(n) Cancha secundaria de basquetbol



Imagen 4(ñ) Juegos recreativos para menores



Imagen 4(o) Juegos recreativos para menores



Imagen 4(p) Cancha principal de voleibol



Imagen 4(q) Cancha secundaria de voleibol

ANÁLISIS DE PROPUESTAS ARQUITECTÓNICAS

DESCRIPCIÓN DE LAS PROPUESTAS SELECCIONADAS

En este proyecto se ofrecen tres propuestas arquitectónicas, las cuales presentan una apariencia totalmente diferente en la superestructura, se opta por diseñar arquitectónicamente naves industriales con cubierta diferentes con la finalidad de dar a conocer al público diferentes estructuras que van a la vanguardia y nuevas tendencias arquitectónicas que más se ajusten a cubrir sus necesidades.

Antes de realizar el proyecto arquitectónico se plantearon los parámetros necesarios que debe cumplir una cancha de basquetbol y volibol, para ser funcional y adecuada para cumplir con los requisitos de competencias a nivel nacional, así como también se revisó que la altura del techo cumpla con el valor mínimo funcional en las tres propuestas arquitectónicas.

Dimensiones necesarias para cancha de Voleibol.

El terreno de juego es un rectángulo de 18 metros de largo y 9 metros de ancho, para competencias oficiales, medidas desde el borde exterior de las líneas que delimitan el terreno de juego.

Alrededor del terreno de juego tiene que haber un espacio sin obstáculo, incluyendo los integrantes de los banquillos de 2 metros como mínimo en pista cubierta y 3 metros en pistas al aire libre.

La altura del techo o del obstáculo más bajo debe ser como mínimo de 7.00 m desde el suelo, y en competencias internacionales de 12,5 m (OFICAD, 2017).

Dimensiones necesarias para cancha de Basquetbol

Para competencias a nivel nacional, especifican las federaciones nacionales de baloncesto que pueden permitir competencias en terrenos existentes con dimensiones mínimas de 26 metros de longitud y 14 metros de ancho, alrededor del terreno de juego tiene que haber un espacio sin obstáculo, incluyendo los

integrantes de los banquillos con un mínimo de 2 metros. La altura del techo o del obstáculo más bajo debe ser como mínimo de 7.00 m. (ProyectosparaConstruir, 2017).

Dimensiones reales de las cubiertas propuestas

En las especificaciones se observa que las medidas críticas que se deben cumplir corresponden a la cancha de baloncesto, por lo tanto, se diseñó la cubierta respetando esas dimensiones, logrando de esta manera que la cancha sea funcional para ambos deportes.

En el centro deportivo ya se tienen las canchas construidas, ambas instalaciones tienen una superficie de 15x28 metros, por lo tanto, cumplen con las dimensiones mínimas requeridas; sin embargo, debido a factores naturales y al carente mantenimiento de las mismas, se presentan asentamientos y fisuras considerables (Imagen 5), lo cual hace imprescindible la demolición del revestimiento para su reparación.



Imagen 5 Estado actual de las canchas

CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES.

Una vez conocidas las dimensiones reales de las canchas, se analiza como primera propuesta arquitectónica una nave industrial con cubierta a dos aguas de claros múltiples, la cual cuenta con una separación transversal entre columnas de 24.5 metros, dejando como distancia libre 4.5 metros en ambos lados.

La altura de la cubierta varía debido a que la tangente que existe de los apoyos hacia la cumbrera presenta una inclinación de 18° , además de que la armadura no es uniforme en todo el claro. La altura mínima que presenta la cubierta dentro de la cancha es de 8.32 metros y la altura al centro de la cancha es de 9.88 metros, (Figura 3(a)).

La nave industrial está compuesta por láminas galvanizadas color Rojo Janitzio Cool para dar una mejor apariencia y contraste con la naturaleza (Figuras 3(c-d)), columnas a base de perfiles IR que transmiten sus esfuerzos al suelo por medio de zapatas aisladas unidas con traveses de liga (Figura 3(b-c)), perfiles circulares sólidos para las riostras y perfiles circulares huecos para toda la armadura y largueros.

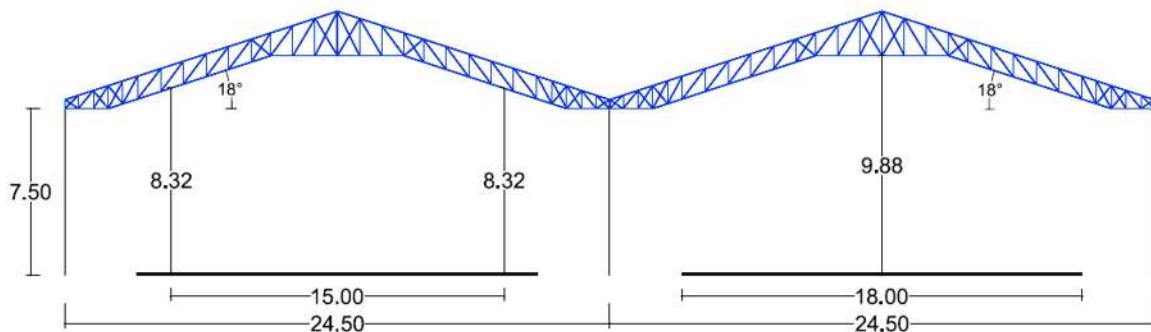


Figura 3(a) Dimensiones generales de la cubierta a dos aguas, (metros)

La dimensión de los elementos de cimentación, así como las medidas de la cubierta vista en plan se representa en la Figura 3(b).

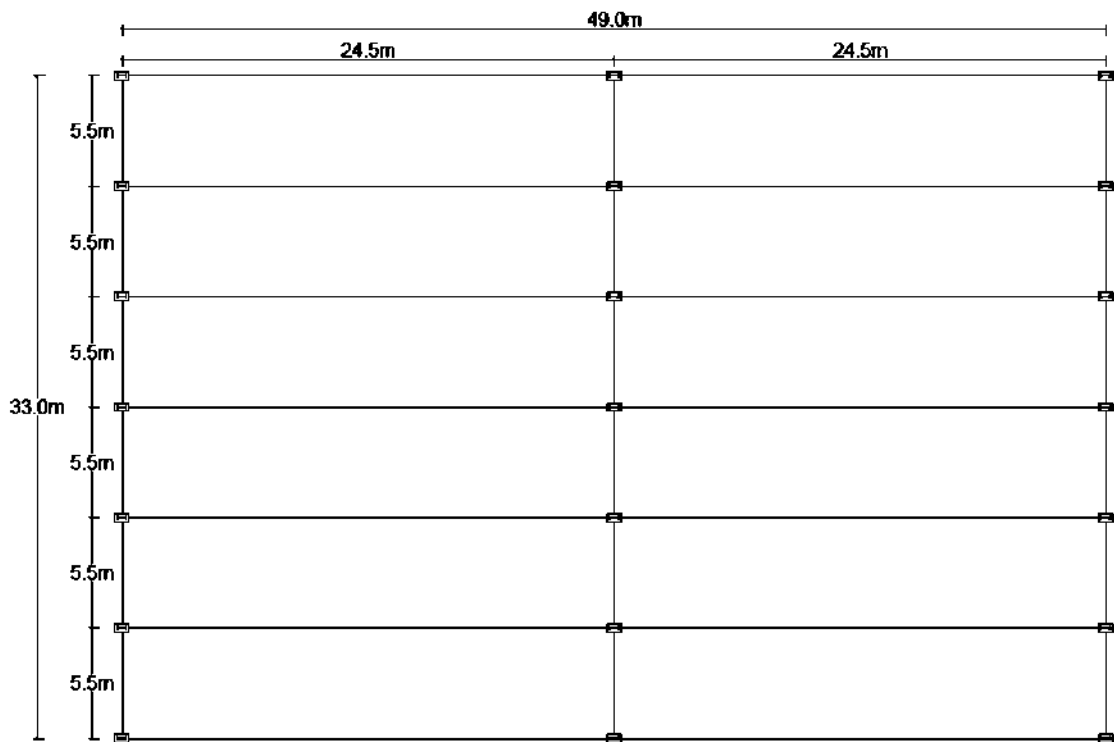


Figura 3(b) Dimensiones de elementos de cimentación y cubierta vista en planta, (metros)



Figura 3(c) Esqueleto estructural y sistema de cimentación



Figura 3(d) Características físicas de la nave de cubierta a dos aguas

CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES.

La segunda propuesta que se tiene consta de una cubierta en arco circular auto soportante, trabe de cerramiento de acero estructural perfil PTE rectangular en la cual se soporta el canalón de acero para fijar la cubierta (Imágenes 6(g-h)), y columnas de acero de perfil IR que transmitirán sus esfuerzos a zapatas aisladas unidas con traveses de cerramiento (Figuras 3(g-h)).

La altura mínima que presenta la cubierta con respecto al campo de juego es de 8.78 metros y la altura máxima se presenta al centro de la cancha y es de 10.9 metros. El proyectista modeló arquitectónicamente estructuras con diferente altura de cubierta y columnas, eligiendo para diseño la estructura que presenta una mejor apariencia visual (Figura 3(h)), y además genera una sombra mayor respecto a la proyección del sol, las dimensiones se representan en la Figura 3(e-f).

El sistema en arco circular auto soportante o también conocido como arcotecho constructivamente se realiza a base de arcos modulares de lámina de acero que se fabrican en el sitio de la obra a la medida que demande el proyecto (Imágenes 6(a-e)). Se optó por dicha cubierta vanguardista debido a la economía y rapidez que se tiene en el proceso constructivo, ya que al no requerir de una estructura secundaria se ahorra tiempo y dinero en el proyecto estructural.

Además, otro aspecto muy importante en este mecanismo, es que los arcos modulares se unen entre sí por medio de una engargoladora eléctrica que garantiza que se tenga 100% de hermeticidad en la cubierta (AceroMart, 2018).

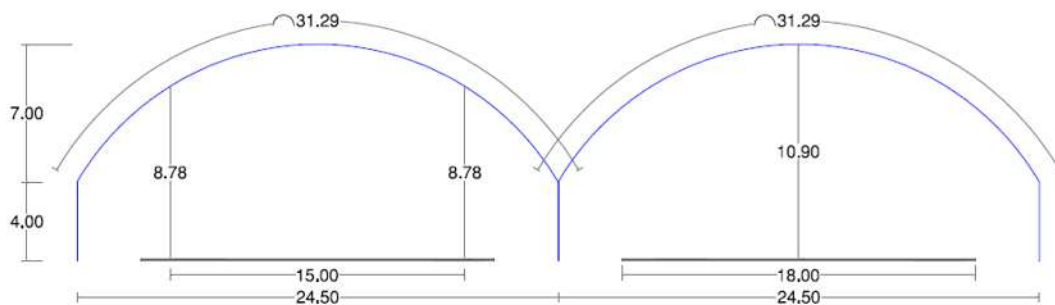


Figura 3(e) Dimensiones generales de la cubierta en arco circular, (metros)

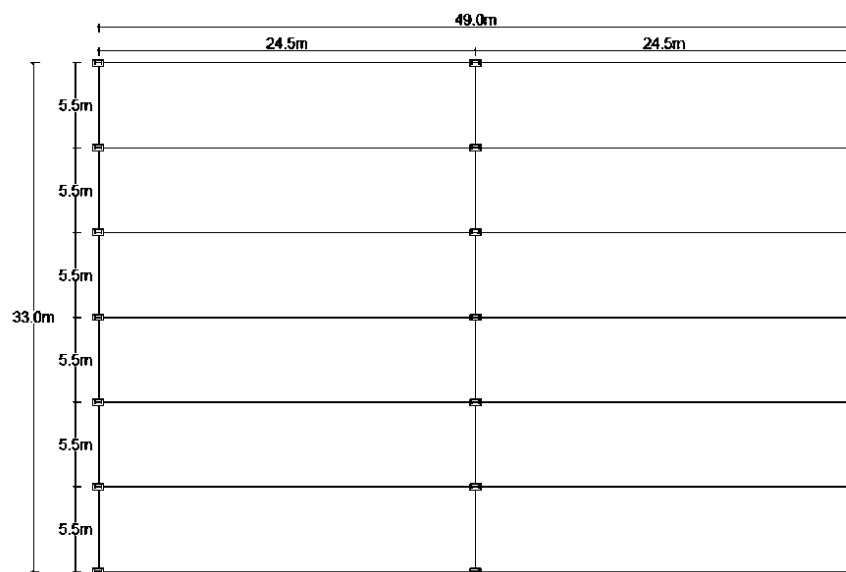


Figura 3(f) Dimensiones de elementos de cimentación y cubierta vista en planta, (metros)

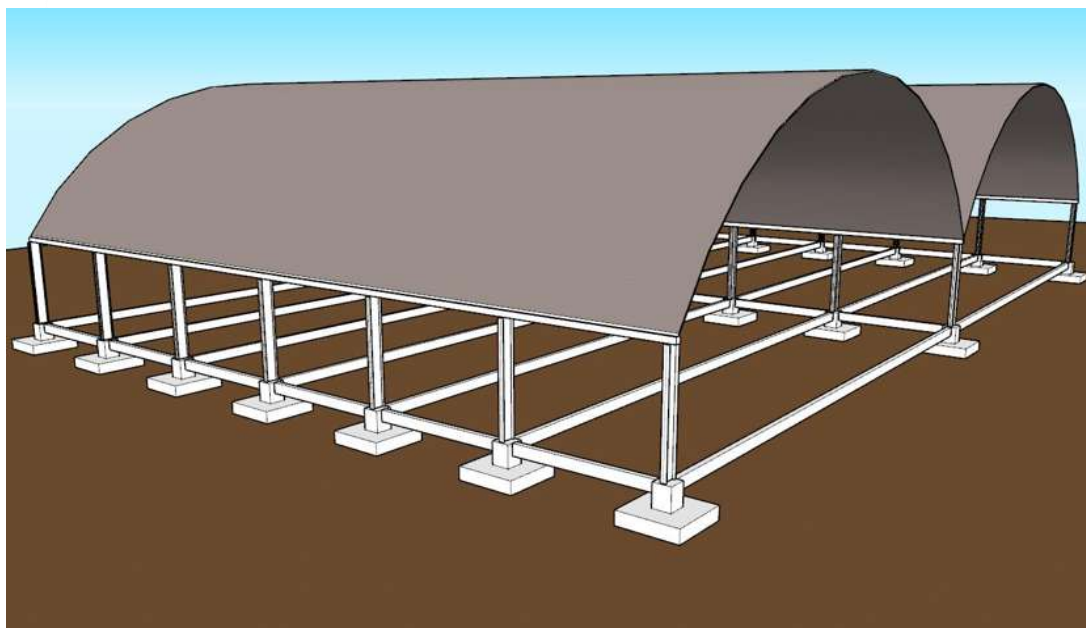


Figura 3(g) Esqueleto estructural y sistema de cimentación



Figura 3(h) Características físicas de la nave con cubierta de arco circular

Proceso constructivo

El proceso constructivo de la cubierta circular auto soportante se ilustra a continuación por medio de las Imágenes 6(a-e).



Fuente: ARCOTECHO

Imagen 6(a) Rollo de lámina



Fuente: ARCOTECHO

Imagen 6(c) Arcos con especificaciones requeridas



Fuente: ARCOTECHO

Imagen 6(e) Montaje



Fuente: ARCOTECHO

Imagen 6(b) Lámina sometida a proceso en la roladora para obtener la forma y dimensiones deseadas



Fuente: ARCOTECHO

Imagen 6(d) Unión de arcos por medio de una engargoladora eléctrica

Al final de las columnas, son colocadas traveses de cerramiento (Imagen 6(g)), las cuales constan de perfiles PTE Rectangular de acero estructural A36 (Imagen 6(i)), dichas traveses además sirven de apoyo para recibir el canalón en placa metálica (Imagen 6(f)). El espesor que se requiere para el canalón está en función del claro de la cubierta. El claro que se tiene en la cubierta en estudio es de 24.5 metros, por lo tanto, se utilizará un canalón de 1/4" de espesor. En base a las especificaciones del fabricante (Arcoperfiles, 2018) se requiere un canalón de 1/4" de espesor para salvar un claro de 21 a 34 m. El canalón es perforado para colocar la tornillería de fijación (Imagen 6(h)).



Fuente: Arcoperfiles

Imagen 6(g) Unión trabe-canalón



Fuente: Arcoperfiles

Imagen 6(f) Canalón de acero



Fuente: Arcoperfiles

Imagen 6(i) Cubierta terminada



Fuente: Arcoperfiles

Imagen 6(h) Unión canalón-cubierta

CUBIERTA A BASE DE MARCOS RÍGIDOS DE ACERO.

La tercera propuesta que se tiene es a base de marcos rígidos de acero estructural, dichos marcos se encuentran a una separación de 2.5 metros entre centros, y están formados por perfiles IR como se muestra en las Figuras 3(k-m).

Las inclinaciones de las columnas se seleccionaron con base de un proceso iterativo en el cual el proyectista modeló arquitectónicamente diferentes dimensiones y ángulo de inclinación de las columnas, seleccionando a criterio la propuesta que mejor apariencia visual presenta, Figura 3(i).

La altura de las columnas y longitud de las trabes, se ajustó de acuerdo al ángulo de inclinación ya establecido, respetando la altura mínima libre que debe haber en la cubierta respecto al campo de juego. En este caso la distancia libre más desfavorable que se tiene es de 8.21 metros, Figura 3(j).

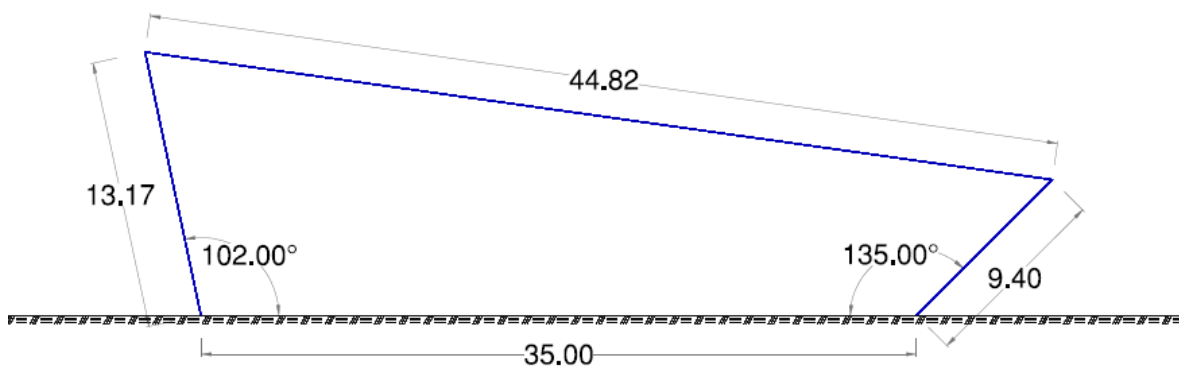


Figura 3(i) Dimensiones e inclinación de los marcos rígidos, (metros)

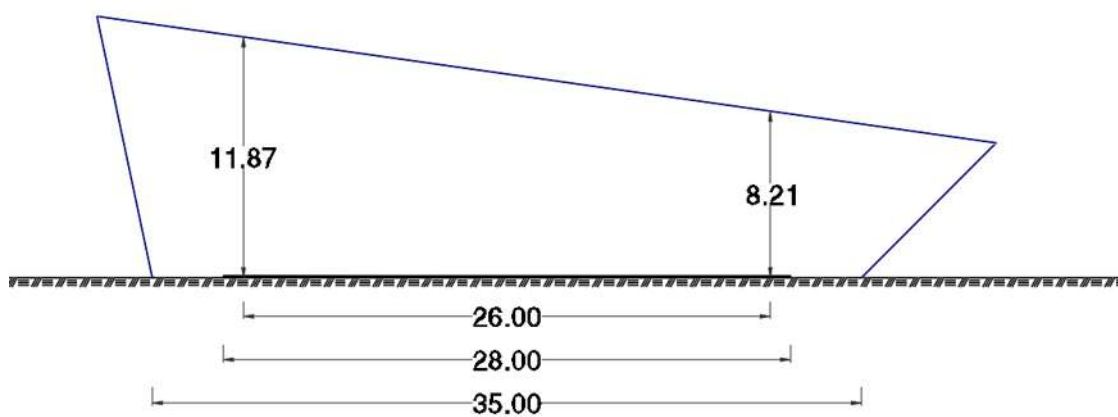


Figura 3(j) Dimensiones y distancia libre de la superficie de juego, (metros)

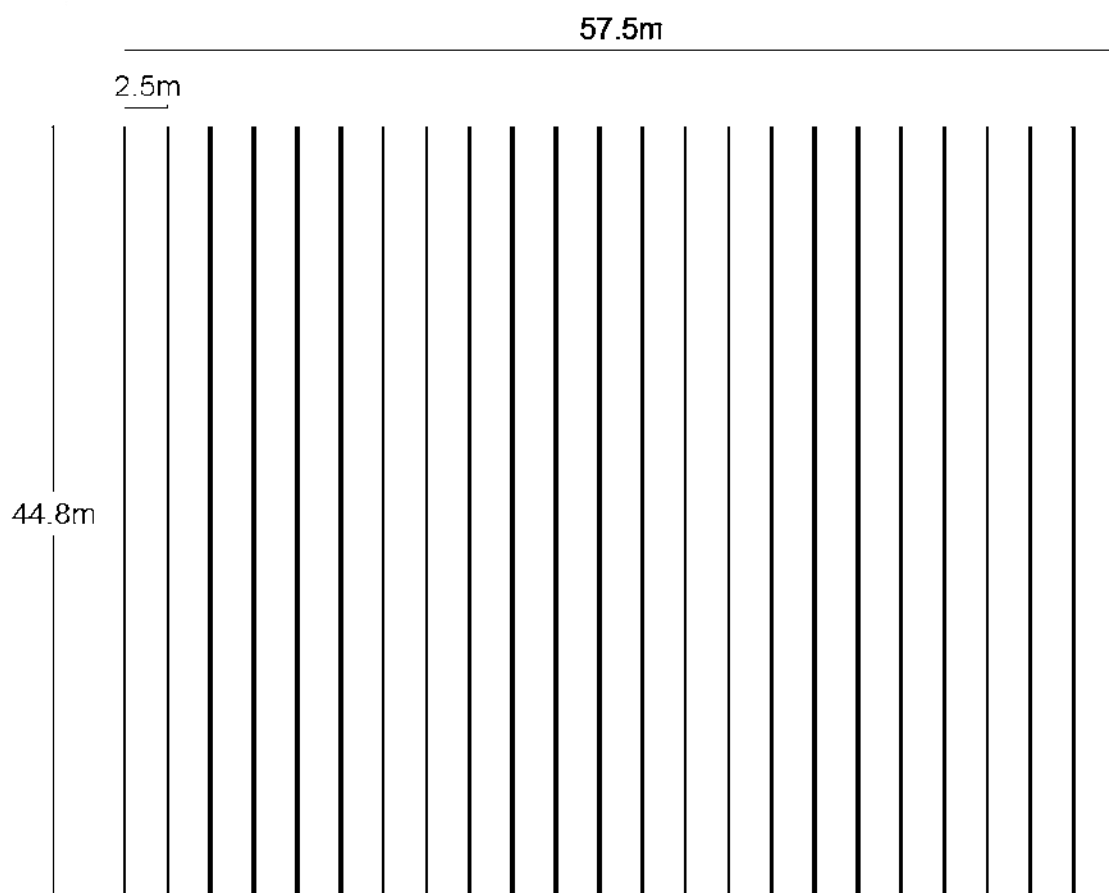


Figura 3(k) Dimensiones de la cubierta vista en planta, (metros)

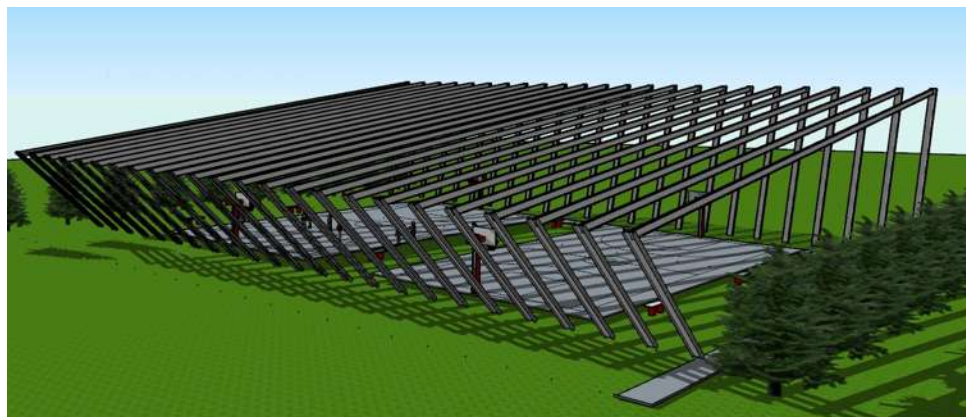


Figura 3(l) Estructura a base de marcos rígidos

En primera instancia se propuso que la estructura de la cubierta constaría únicamente de marcos rígidos, los cuales tendrían un doble propósito: proyector sombra a la superficie de juego y mantener en pie la propia estructura. Posteriormente se condujo un estudio sobre la posición solar, de donde se obtuvo como resultado que debido a la orientación de la estructura se logra disminuir en gran medida los efectos de la radiación solar bajo la geometría que se muestra en la Figura 3(l).

Sin embargo, se concluyó que colocando una cubierta de cristal templado en la parte superior de la estructura, como se muestra en la Figura 3(m) para contrarrestar los efectos de la lluvia, se podrían mitigar aún más los efectos negativos del sol, además se solucionaría totalmente el problema de la variable precipitación pluvial, que actualmente afecta considerablemente el funcionamiento de las canchas.

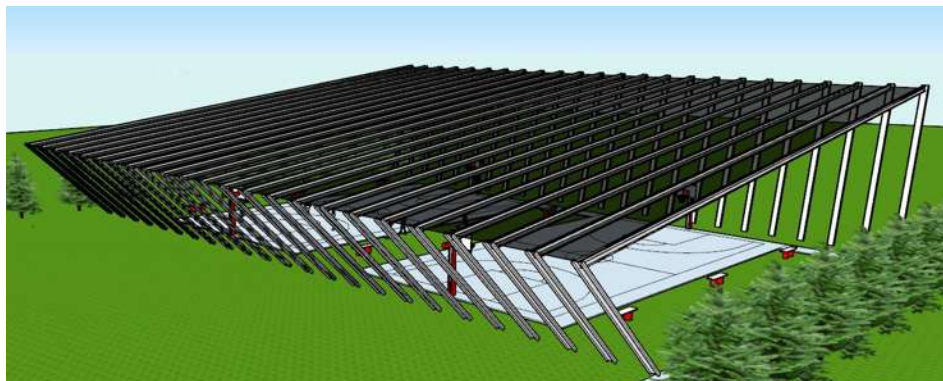


Figura 3(m) Estructura con cubierta de cristal templado

CLASIFICACIÓN DE LAS PROPUESTAS

DE ACUERDO CON FACTORES CLIMÁTICOS

Las tres propuestas arquitectónicas de cubierta que se presentan en este proyecto tienen diferentes dimensiones y geometría, por tal motivo, su funcionamiento presentará variaciones con respecto a los factores climáticos (sol y lluvia), que son función de la intensidad, fecha y hora en que se presenten.

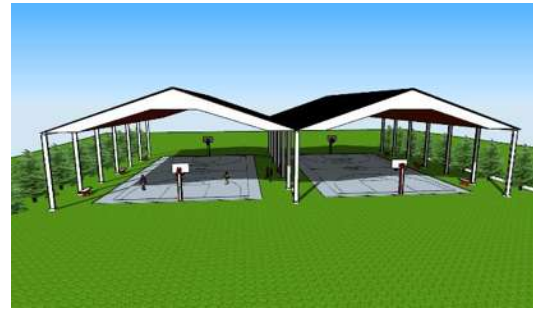
El nivel de radiaciones UV es mayor, por lo tanto es una de las variables más dañinas durante el periodo de las 10 de la mañana a las 4 de la tarde, siendo aún más agresivo y cancerígeno alrededor de las 12:00 horas del día (Izquierdo, 2012).

Las Figuras 4(a-h), 5(a-h) y 6(a-h) se encuentran georreferenciadas al municipio de Coalcomán, Michoacán, el modelo arquitectónico se realizó utilizando el programa Sketchup pro (Trimble Inc, 2016), herramienta que permite conocer la posición del sol a cualquier fecha y hora del día deseada para una ubicación predefinida. Con la ayuda de esta herramienta, se desarrolló un estudio solar, de donde se observó el funcionamiento en el transcurso del día, durante todo el año, de los proyectos de las cubiertas propuestas. Se obtuvo como resultado que, debido a la traslación de la tierra, las posiciones más desfavorables del sol con respecto a las cubiertas se presentan en los meses de enero y noviembre.

Se observa que, debido a la rotación de la tierra, la sombra del sol ejercida por las cubiertas se aminora en las canchas en el horario de 3pm a 6pm, dejando mayormente expuestos a los deportistas a la radiación del sol. Conociendo el horario crítico de las radiaciones UV, y la sombra más desfavorable en las canchas, se representa en las figuras 4(a) a 6(h) la sombra proyectada en las cubiertas durante el horario más deficiente de acuerdo a los factores climáticos.



**Figura 4(a) Sombra ejercida a la
1:30pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(b) Sombra ejercida a las
2:00pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(c) Sombra ejercida a las
2:30pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(d) Sombra ejercida a las
3:00pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(e) Sombra ejercida a las
3:30pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(f) Sombra ejercida a las
4:00pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(g) Sombra ejercida a las
4:30pm, cubierta a dos aguas**



**Figura 4(h) Sombra ejercida a las
5:00pm, cubierta a dos aguas**

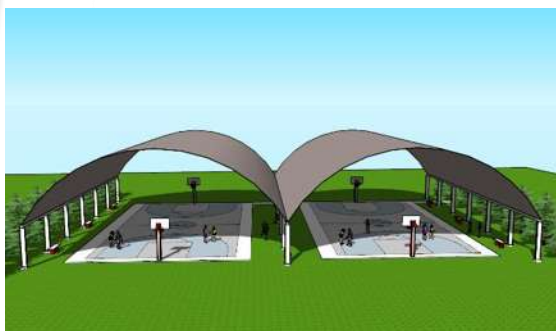


Figura 5(a) Sombra ejercida a la 1:30pm, cubierta en arco

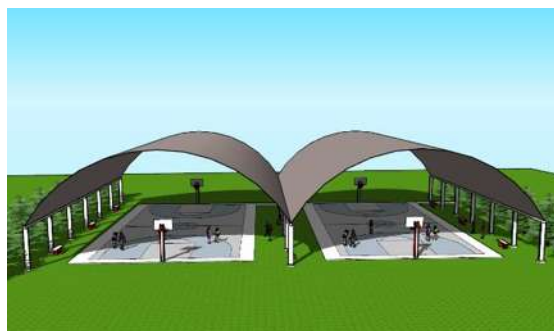


Figura 5(b) Sombra ejercida a las 2:00pm, cubierta en arco

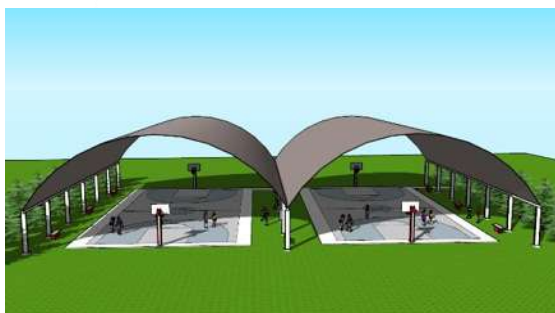


Figura 5(c) Sombra ejercida a las 2:30pm, cubierta en arco

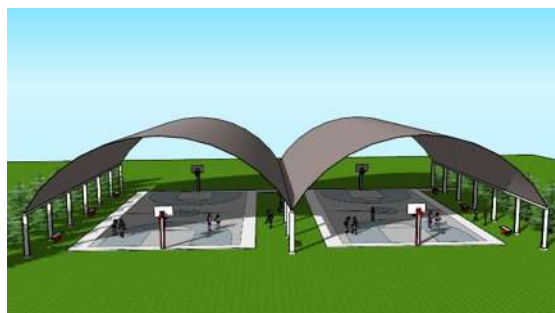


Figura 5(d) Sombra ejercida a las 3:00pm, cubierta en arco



Figura 5(e) Sombra ejercida a las 3:30pm, cubierta en arco

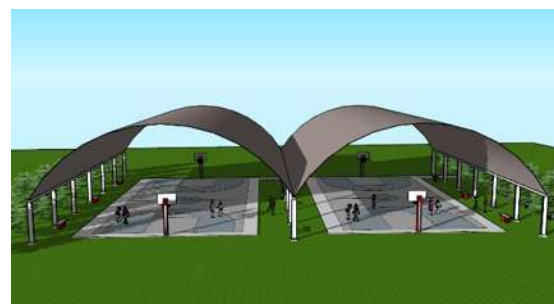


Figura 5(f) Sombra ejercida a las 4:00pm, cubierta en arco

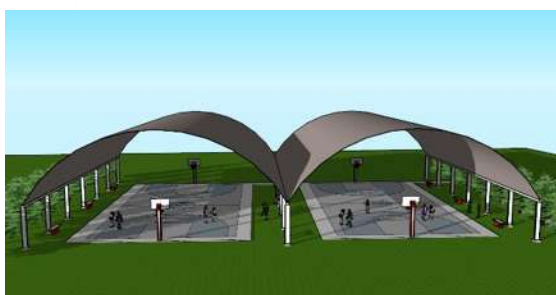


Figura 5(g) Sombra ejercida a las 4:30pm, cubierta en arco

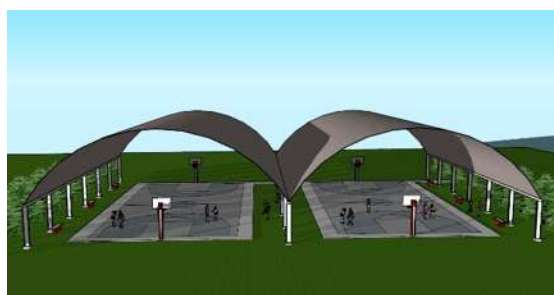
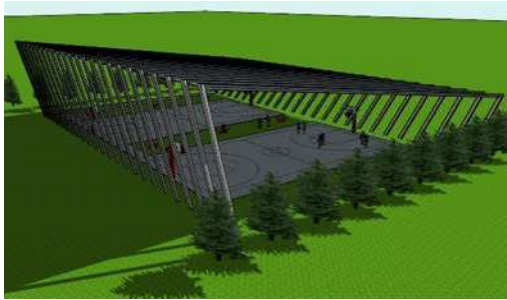
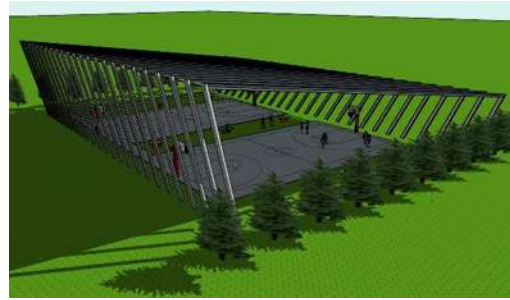


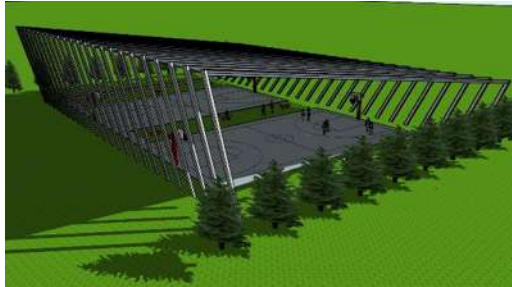
Figura 5(h) Sombra ejercida a las 5:00pm, cubierta en arco



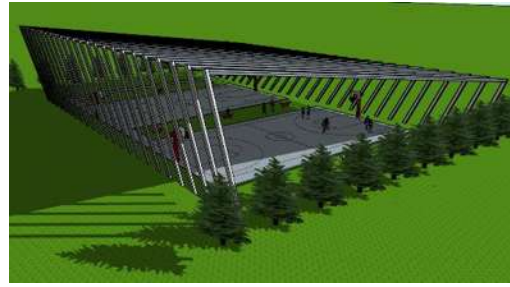
**Figura 6(a) Sombra ejercida a la
1:30pm, cubierta a base de marcos**



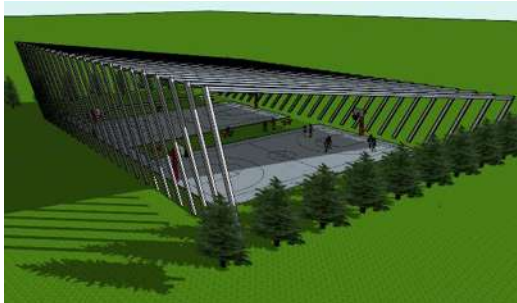
**Figura 6(b) Sombra ejercida a las
2:00pm, cubierta a base de marcos**



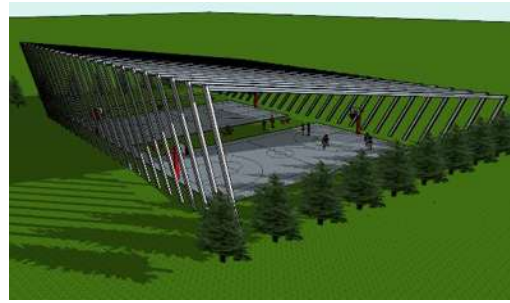
**Figura 6(c) Sombra ejercida a las
2:30pm, cubierta a base de marcos**



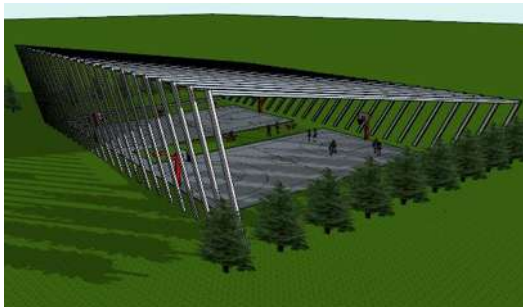
**Figura 6(d) Sombra ejercida a las
3:00pm, cubierta a base de marcos**



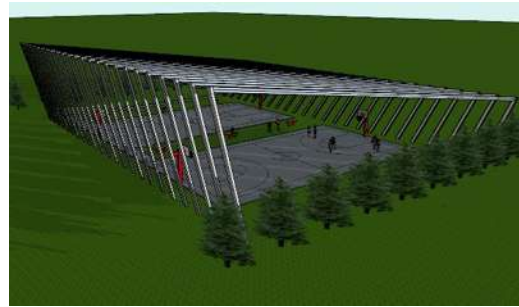
**Figura 5(e) Sombra ejercida a las
3:30pm, cubierta a base de marcos**



**Figura 5(f) Sombra ejercida a las
4:00pm, cubierta a base de marcos**



**Figura 5(g) Sombra ejercida a las
4:30pm, cubierta a base de marcos**



**Figura 5(h) Sombra ejercida a las
5:00pm, cubierta a base de marcos**

DE ACUERDO CON LA APARIENCIA ARQUITECTÓNICA

El objetivo del proyecto es crear cubiertas que cumplan con las expectativas y necesidades de los deportistas, así como también crear un ambiente confortable para todo el público que acude a jugar o contemplar los encuentros deportivos. Por tal motivo se modelaron las tres propuestas arquitectónicas, Figuras 6(a-c), y por medio de encuestas elaboradas a un conjunto de 20 personas que acuden constantemente al centro deportivo se obtuvieron los resultados estadísticos de la Figura 6(d).

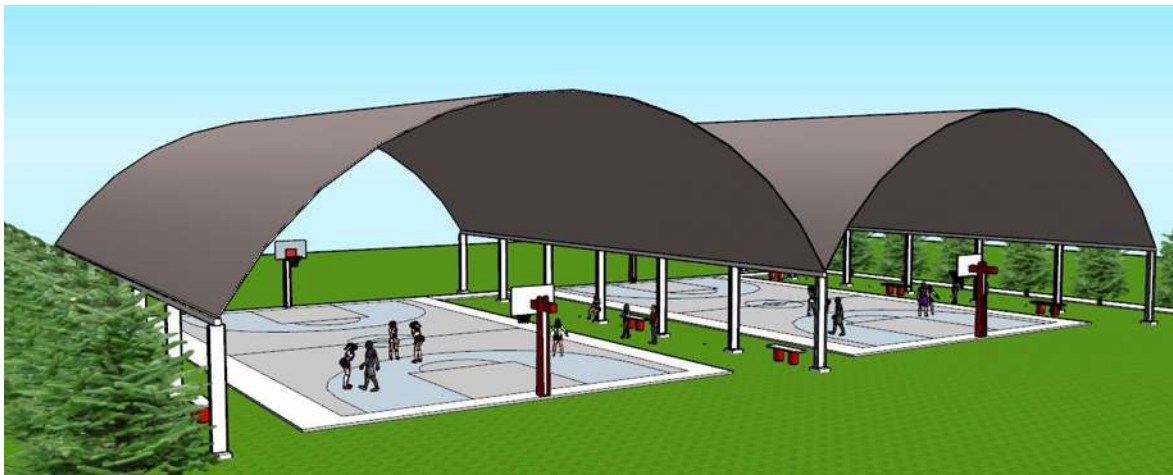


Figura 6(a) Estructura con cubierta en arco circular auto soportante

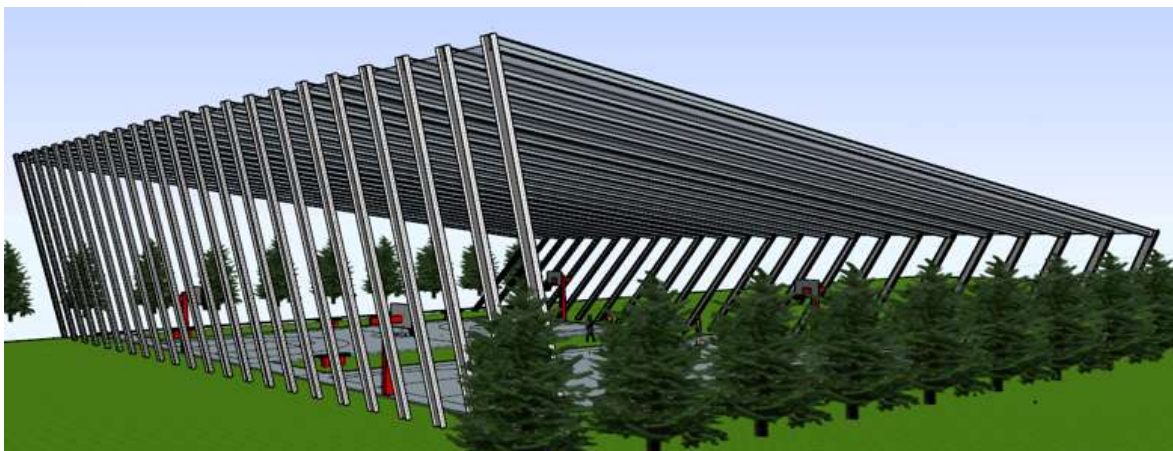


Figura 6(b) Estructura con cubierta de cristal templado



Figura 6(c) Estructura con cubierta de lámina galvanizada a dos aguas

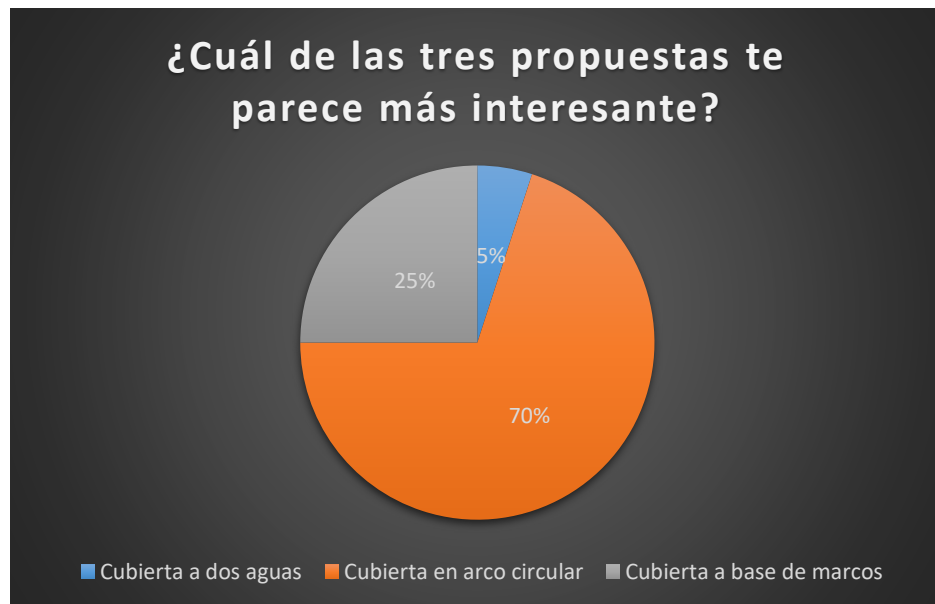


Figura 6(d) Resultados de encuesta realizada el 22 de junio de 2018

DE ACUERDO CON SU FUNCIONALIDAD

El funcionamiento de las cubiertas en arco circular y a dos aguas es similar, debido a que ambas estructuras son abiertas en planta rectangular y además de que presentan semejantes dimensiones. Sin embargo, es importante mencionar que la altura de las columnas es menor para la cubierta en arco circular, por lo tanto, al tener una separación libre menor en los extremos se favorece notablemente el funcionamiento de la estructura con respecto a la proyección de los rayos solares y la precipitación pluvial.

La nave industrial a base de marcos rígidos, a diferencia de las demás propuestas, tiene dimensiones mayores en la cubierta vista en planta, por tal motivo es evidente que tendrá un mejor funcionamiento a la lluvia y radiación solar.

La principal desventaja que presenta la cubierta de cristal en el centro deportivo es que protegerá menos de la radiación solar en comparación con las otras alternativas de cubiertas, además, se requiere de un mantenimiento continuo y genera mucho calor, lo cual perjudica el desempeño de los deportistas. Otro de los inconvenientes que pueden presentarse en la nave industrial a base de marcos rígidos, es que el cristal empleado en la construcción en ocasiones funciona como trampa para aves, esto depende del grado de reflexión, transparencia o fuentes de luz que presente el cristal, además de las condiciones del sitio y la estructura donde se encuentre dicho cristal. Sin embargo, de acuerdo con estudios realizados, se obtuvo que “Las superficies de cristal o incluso cubiertas de cristal muy inclinadas generalmente no son un problema para las aves” (Schmid, Waldburger, & Heynen, 2012).

CASOS DE ESTUDIO/CONCLUSIÓN

De acuerdo con las encuestas realizadas a los deportistas que acuden con frecuencia al centro deportivo se concluye que la propuesta que mayor impacto visual les provoca es la cubierta de arco circular, seguida de la cubierta a base de marco rígidos.

Debido a las dimensiones que presentan ambas estructuras tendrán un comportamiento más favorable ante los fenómenos naturales con respecto a la cubierta a dos aguas, cabe mencionar que para tener un funcionamiento eficiente de la cubierta a base de marcos es imprescindible colocar cristal templado como cubierta. Sin embargo, la relación costo-beneficio que presenta la estructura a base de marcos rígidos es muy grande, además de los gastos de mantenimiento esperados en la cubierta de cristal son excesivos para que el nivel de conservación sea apto para cumplir siempre con sus condiciones óptimas ante las condiciones de intemperie.

No se calculó a detalle el precio exacto de los proyectos propuestos, debido a que el objetivo del presente trabajo es determinar el caso óptimo desde un punto de vista del proyecto estructural, por lo tanto, no involucra costos. Sin embargo, de un análisis general se observa que la cuantía del material requerido es mucho mayor para la estructura a base de marcos rígidos de acero estructural, además de que el precio del cristal templado es más elevado que el precio de láminas de acero.

A criterio del proyectista se decide no llevar a cabo la construcción de la nave industrial a base de marcos, ya que la demanda monetaria necesaria para dicha construcción es muy relevante para la localidad donde se ubicará el proyecto con respecto de las otras propuestas, por lo tanto, desde el punto de vista del proyecto estructural se eligen para análisis y diseño solamente las naves industriales con cubierta a dos aguas y en arco circular.

MODELOS NUMÉRICOS

DM-DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

Las estructuras se definen mediante el método de diseño empleado, los componentes estructurales y la tipología de la propuesta estructural.

DM-1. REGLAMENTACIÓN UTILIZADA

En México la reglamentación más actualizada y la que sirve de modelo para realizar el análisis y diseño estructural de otros estados, es la del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México publicado el 15 de diciembre del 2017, (NTC, 2017), con excepción de las cargas accidentales.

Debido a que este trabajo de investigación se empezó antes de que se publicara dicho reglamento (NTC, 2017), parte del diseño estructural que se reporta en este proyecto está elaborado de acuerdo con el reglamento anterior aún vigente: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado el 6 de octubre del 2004, (NTC, 2004). No obstante, se revisó la mayor parte del trabajo desarrollado de acuerdo a lo estipulado en la nueva actualización, (NTC, 2017).

Los reglamentos mencionados anteriormente para el caso del análisis y diseño estructural se refieren únicamente a las estructuras urbanas (edificios). Las acciones accidentales, en este caso el análisis por viento, se estimaron de acuerdo a lo estipulado en el Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) publicado en diciembre del 2008, (CFE, 2008).

El MOC de la CFE abarca el análisis de obras industriales, chimeneas, tanques, torres y cimentaciones. Además, especifica acciones de diseño para distintas regiones de la República Mexicana, por tal motivo en este trabajo de investigación

se realizó el análisis de cargas accidentales de acuerdo a lo estipulado en dicho manual y el diseño estructural en base a lo establecido en las NTC.

Para el diseño de conexiones metálicas se utilizó como referencia el manual de construcción en acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA), de igual manera las selecciones de los perfiles estructurales utilizados en el diseño se seleccionaron de dicho manual.

DM-2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL Y COMPONENTES ESTRUCTURALES

Las naves industriales analizadas están conformadas por dos claros de 24.5 metros cada uno, el total de columnas utilizadas para transmitir los esfuerzos a la cimentación es de 21 columnas compuestas por perfiles I Rectangulares (IR). Para tomar en cuenta la acción del viento y la apariencia arquitectónica se modelaron, analizaron y diseñaron dos naves industriales con diferentes características geométricas.

DM 2.1 SUBESTRUCTURA

Las dos cubiertas consideradas, y por lo tanto analizadas, están soportadas en una cimentación compuesta por zapatas aisladas, que se construirán con concreto reforzado con resistencia a la compresión de $f'c=200\text{kg/cm}^2$. Las zapatas están separadas a 5.5 metros entre centros en el sentido longitudinal y a cada 24.5 metros a centros en el sentido transversal de la estructura.

Las zapatas aisladas están unidas por trabes de liga, que también se construirán de concreto reforzado, pero con resistencia a la compresión de $f'c=250\text{kg/cm}^2$, esto con la finalidad de dar brindar una mayor rigidez al sistema estructural, y en consecuencia se espere un mejor comportamiento en caso de presentarse un evento sísmico.

DM 2.2 SUPERESTRUCTURA

Las cubiertas en estudio son diferentes en la superestructura debido a que se componen de cubiertas de diferentes características geométricas y a que los materiales también difieren.

DM 2.2.1 CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES

El modelo de la superestructura está conformado por una cubierta a dos aguas que consta de lámina galvanizada calibre 26, las láminas se soportan por largueros compuestos de perfiles de acero estructural PTE circular (OC).

El peso propio y las cargas actuantes en las láminas y los largueros se transmiten a las columnas por medio de armaduras, todos los elementos que componen las armaduras son perfiles OC de diferente sección transversal.

Arquitectónica y estructuralmente se analizaron diferentes propuestas de posibles tipos de armaduras; por ejemplo, se modelaron armaduras tipo Pratt, Figura DM-2.2.1(a), pero debido a que la longitud de claro a cubrir es muy grande, el diseño requería una altura al centro de la armadura demasiado grande para que ésta pudiese salvar la pendiente requerida reglamentariamente en la cubierta, afectándose directamente la economía y el atractivo visual del proyecto.

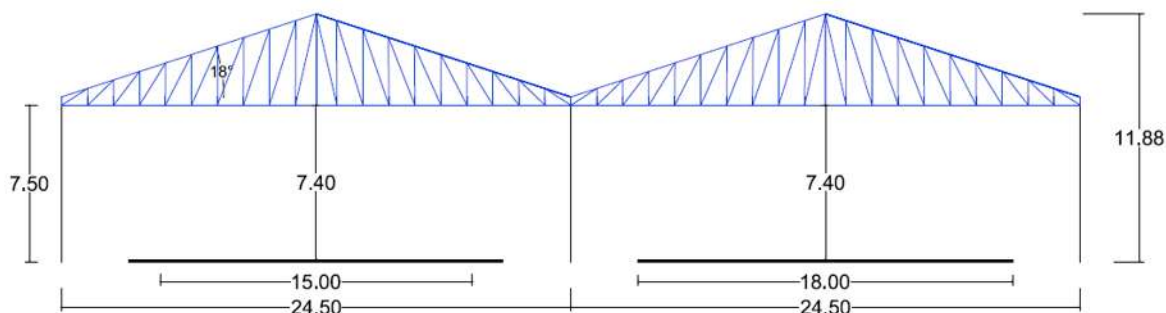


Figura DM-2.2.1(a) Representación de nave industrial si se propusiera armadura tipo Pratt

Por lo tanto, se optó por modelar una armadura con sección compuesta optimizándose así del funcionamiento de la estructura, reduciéndose el costo por la reducción de la cuantía de materiales, además de ampliarse la distancia libre que hay entre las armaduras y el campo de juego, esto se puede observar en la Figura DM-2.2.1(b).

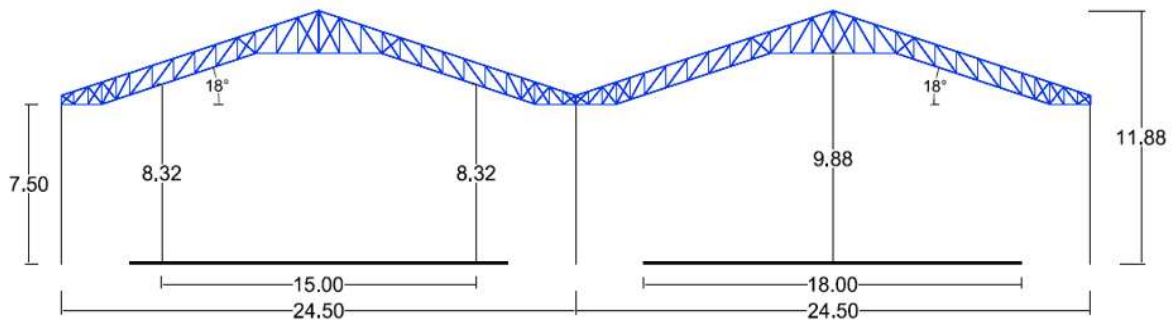
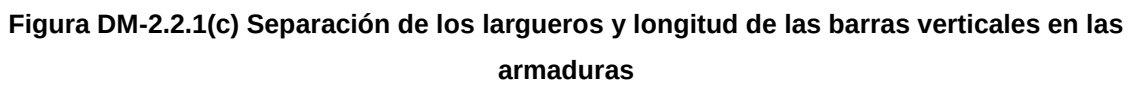


Figura DM-2.2.1(b) Representación de nave industrial empleando una armadura de sección compuesta

La separación que hay entre largueros corresponde a la separación a que se encuentran los montantes (barras verticales), éstas varían debido a la complejidad de la sección transversal de la armadura, Figura DM-2.2.1(c). De igual manera, la longitud de las barras diagonales varia a lo largo de la armadura, los valores que se tienen se reportan en las Figuras DM-2.1 (d-e).

Cabe resaltar que la separación máxima que se tiene entre largueros es de 1.05 metros, la cual cumple con la separación máxima que establece el fabricante en las fichas técnicas para el tipo de láminas empleadas, 1.15 m.



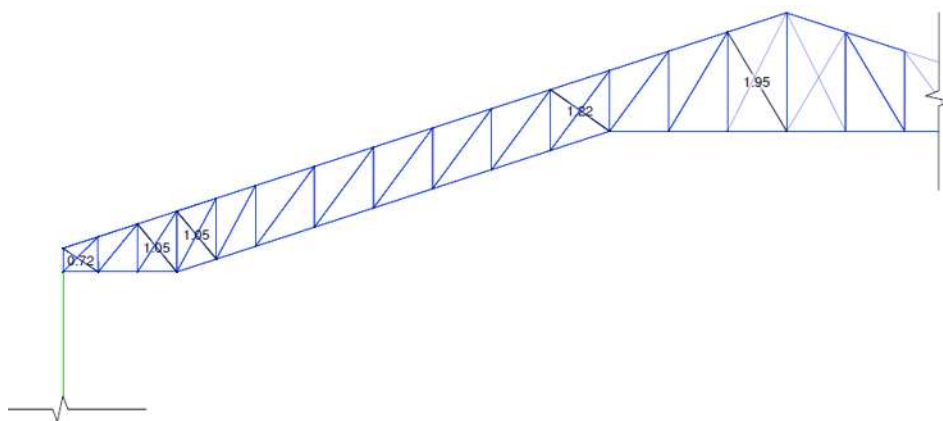


Figura DM-2.1(e) Dimensiones de las barras diagonales de refuerzo

Con la finalidad de proporcionar rigidez lateral a las armaduras y a la superestructura, en general, se emplearon riostras en los paneles críticos de la estructura, dichos elementos están conformados por perfiles de acero estructural redondo solido liso (OS), Figura DE-2.1(f).

La dimensión que se tiene en la cubierta en sentido transversal es de 24.5 metros para el primer claro, sienta un total de 49 metros en ambos claros. En el sentido longitudinal de la estructura se tiene una separación de 5.5 metros entre marcos, dando un total de 33 metros de longitud formados por los 7 marcos, Figura DM-2.1(f).

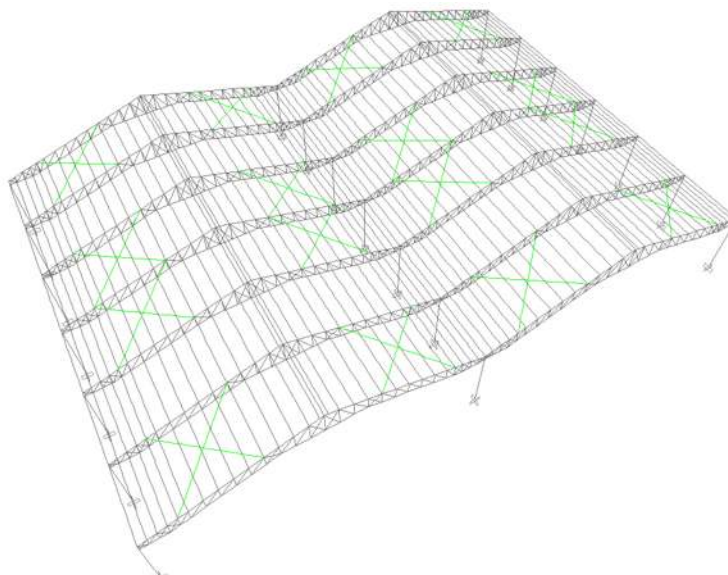


Figura DM-2.1(f) Disposición de los elementos tipo cables (riostras)

DM 2.2.2 CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES

El modelo está compuesto por una cubierta en arco circular auto soportante, Figura DM-2.1(g), que se apoya únicamente en los extremos del arco por una viga de acero estructural rectangular, la cual desempeña dos funciones, funciona como anclaje o apoyo para la cubierta y además transmite los esfuerzos hacia las columnas.

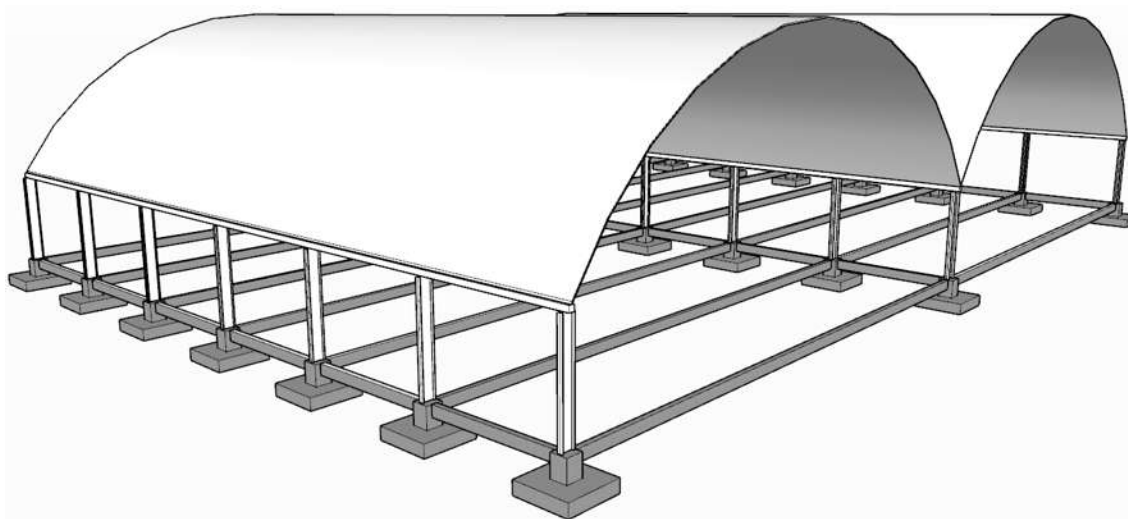


Figura DM-2.1 (g) Sistema estructural para la cubierta en arco circular

DM-3. MODELO ANALÍTICO DE LAS NAVES INDUSTRIALES DESARROLLADO EN SAP2000

En esta sección se presentan las condiciones de modelado y análisis estructural de las cubiertas desarrolladas en el programa SAP2000 (CSI, 2017), Figuras DM-3(a-b).

SAP2000 es un software de ingeniería civil de propósito general ideal para el análisis y diseño de cualquier tipo de sistema estructural. Los sistemas básicos y avanzados, desde 2D hasta 3D, de geometría simple a compleja, se pueden modelar, analizar, diseñar y optimizar utilizando un entorno de modelado práctico e intuitivo basado en objetos que simplifica y optimiza el proceso de ingeniería. El motor de análisis

SAPFire® integral para SAP2000 maneja un sofisticado procedimiento de análisis de elementos finitos (CSI, 2013).

Actualmente se cuenta con una gran variedad de programas destinados para el análisis y diseño de estructuras, sin embargo, se optó por desarrollar los modelos numéricos en el programa SAP2000 para hacer el análisis estructural correspondiente a las dos estructuras, ya que SAP2000 ha demostrado ser el programa estructural de propósito general más productivo, práctico, e integrado en el mercado actual.

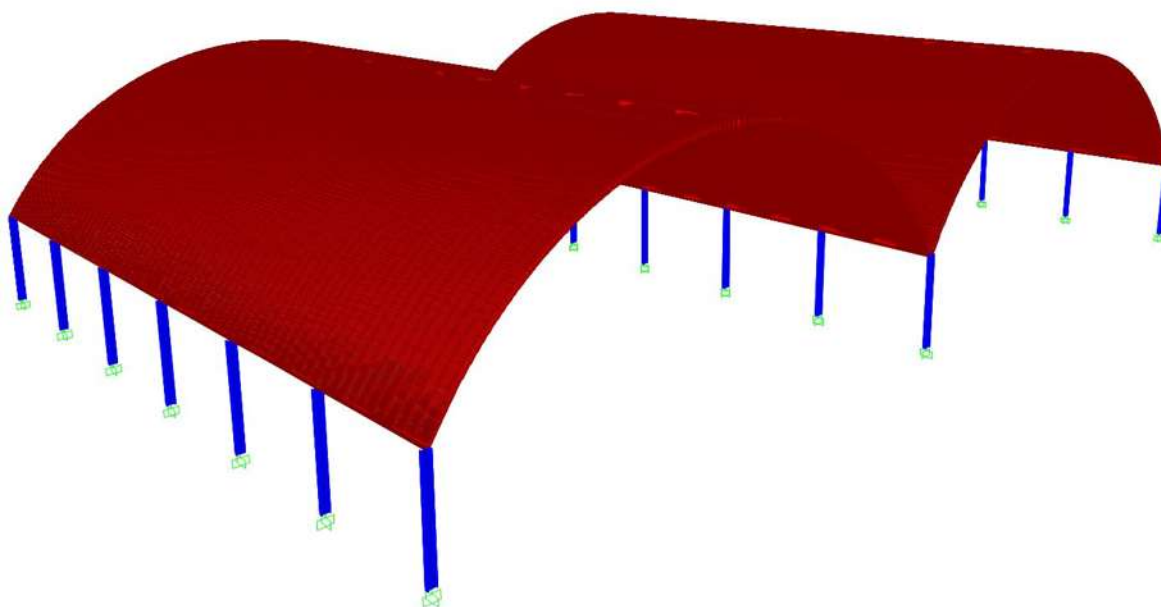


Figura DM-3(a) Sistema estructural para la cubierta en arco circular

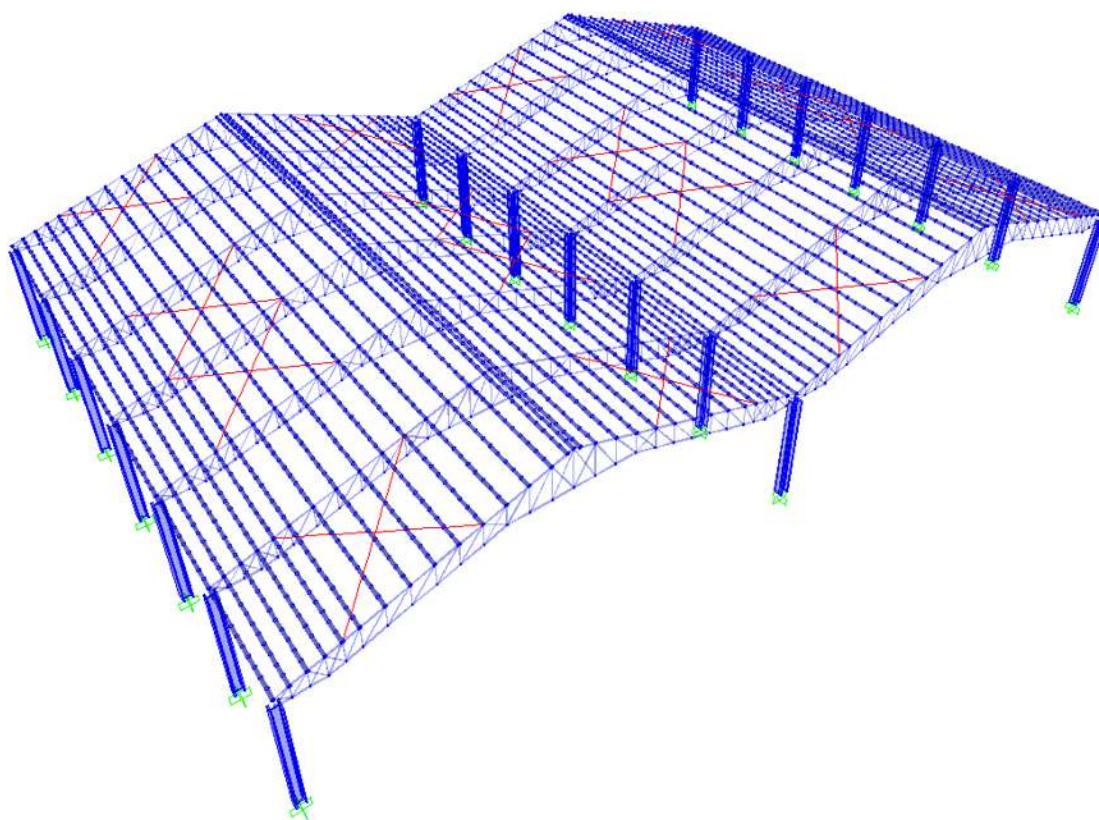


Figura DM-3(b) Sistema estructural para la cubierta a dos aguas

DM 3.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los materiales que se utilizan para definir las propiedades mecánicas, térmicas y de densidad específica utilizados en la definición de elementos tipo Barra, Cable, Tendón y Placa, entre otros, se caracterizan por medio de las variables más importantes para su comportamiento, como son los módulos de elasticidad y de rigidez a cortante. Mientras que las secciones transversales definidas para las cubiertas en este proyecto corresponden a perfiles laminados de acero estructural en la superestructura y secciones rectangulares de concreto reforzado en la subestructura.

El acero estructural considerado en este trabajo se clasifica como acero A36, de acuerdo con la American Society for Testing and Materials (ASTM). Este material es representativo de aceros denominados al carbón, caracterizado con valores mínimos garantizados del esfuerzo de fluencia de $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y del esfuerzo último a tensión de $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$, valores que se reportan en la Tabla DM-3.1(a). Una de las propiedades más importantes del concreto es su resistencia al esfuerzo de compresión f'_c , la cual para el diseño de las zapatas y dados de cimentación se asumió con valor de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para el diseño de las trabes de ligas se consideró una resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, Tabla DM-3.1(b).

Tabla DM-3.1(a) PROPIEDADES DEL ACERO

Tabla DM-3.1(b) PROPIEDADES DEL CONCRETO

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box, one for Steel (A36) and one for Concrete (fc=250kg/cm2).

Material Property Data (Steel - A36):

- General Data:** Material Name and Display Color: A36; Material Type: Steel; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 7.849E-03; Mass per Unit Volume: 8.004E-06; Units: Kg, cm, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2038901.9; Poisson, U: 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05; Shear Modulus, G: 784193.
- Other Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy: 2531.0507; Minimum Tensile Stress, Fu: 4077.8038; Expected Yield Stress, Fye: 3796.576; Expected Tensile Stress, Fue: 4485.5842.
- ☐ Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

Material Property Data (Concrete - fc=250kg/cm2):

- General Data:** Material Name and Display Color: fc=250kg/cm2; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 2.403E-03; Mass per Unit Volume: 2.450E-06; Units: Kg, cm, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 253456.35; Poisson, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06; Shear Modulus, G: 105606.81.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, fc: 250; Expected Concrete Compressive Strength: 250; ☐ Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (empty field).
- ☐ Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

DM 3.2 ELEMENTOS TIPO BARRA

“El elemento tipo barra utiliza una formulación general, tridimensional, de viga-columna que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones de cizallamiento biaxial” (CSI, 2016). Por lo tanto, dicho elemento se puede usar para modelar vigas, columnas, apoyos y vigas en estructuras planas y tridimensionales.

Los elementos tipo barra se implementaron en la modelación de la mayor parte de los elementos que componen la cubierta a dos aguas, estos elementos son las columnas, las trabes de liga, los largueros y todos los miembros pertenecientes a las armaduras, Figura DM-3.2(a). En el caso del modelo de cubierta en arco circular,

los elementos tipo barra se utilizaron para modelar el comportamiento de las trabes de liga, las columnas, y las vigas longitudinales que sirven de anclaje para la cubierta, mientras que la cubierta se modeló con elementos finitos rectangulares tipo Shell, Figura DM-3.2(b).

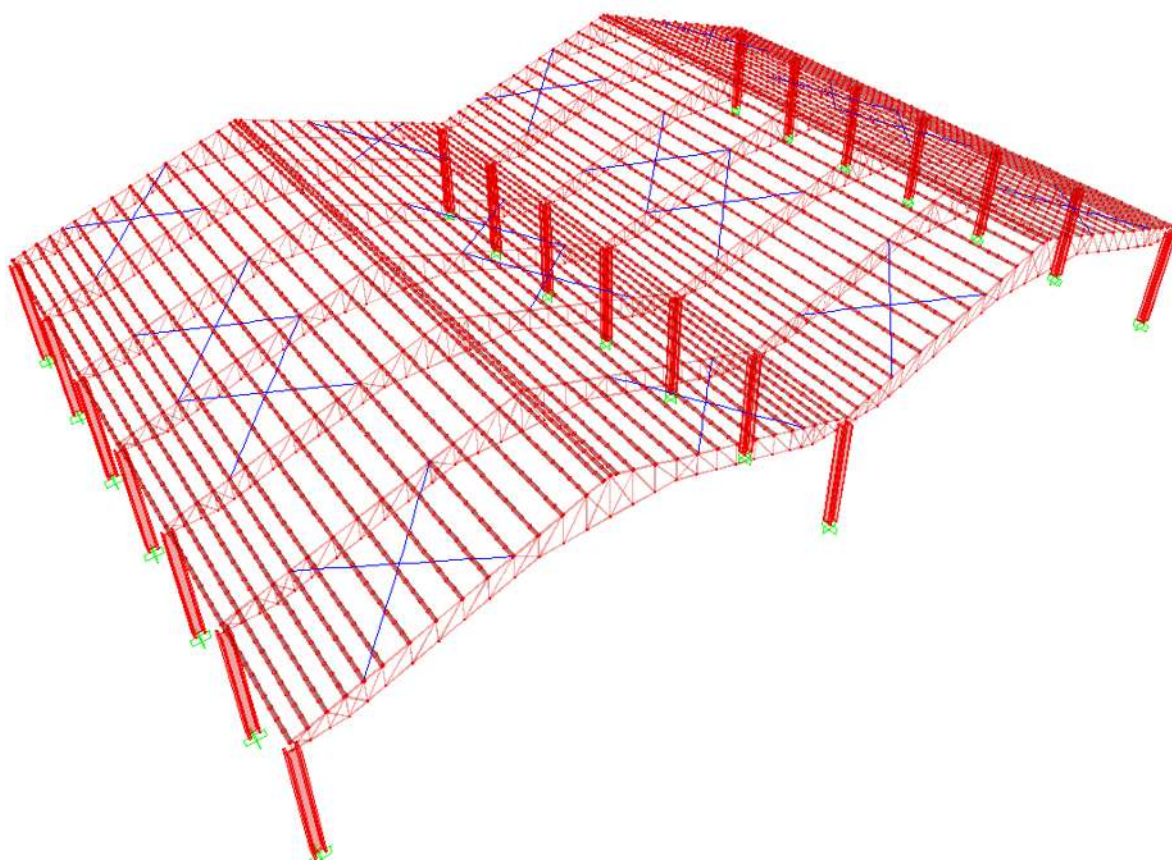


Figura DM-3.2(a) Elementos tipo barra (rojo), elementos tipo cable (azul), restricciones en los apoyos (verde)

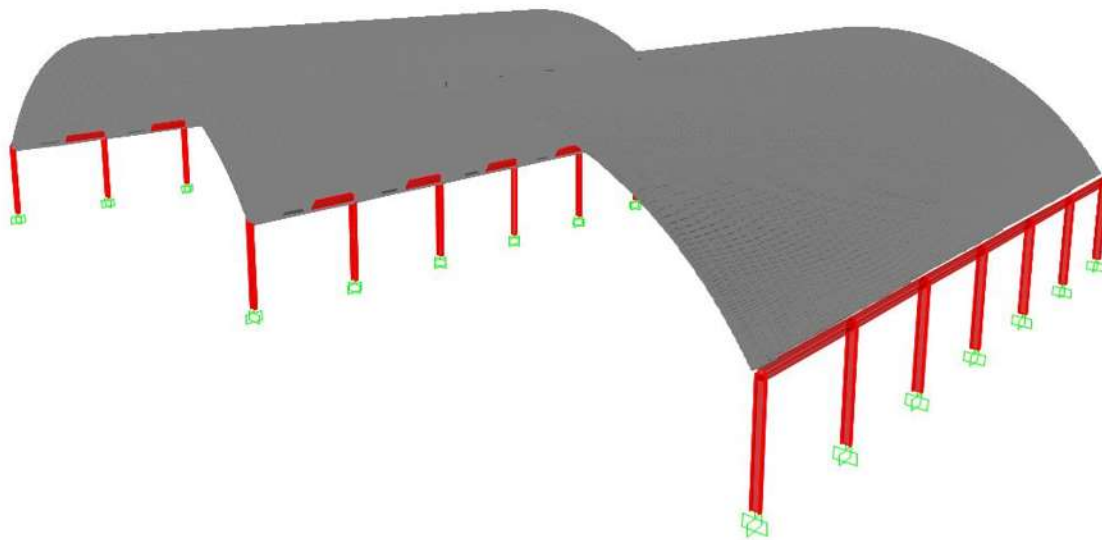


Figura DM-3.2(b) Elementos tipo Shell o placa (gris)

DM 3.3 ELEMENTOS TIPO CABLE

“El elemento de cable es un elemento altamente no lineal utilizado para modelar el comportamiento catenario de cables delgados actuando bajo su propio peso propio” (CSI, 2016). Elementos que se utilizaron para modelar las riostras, las cuales se encargan de proporcionar sujeción lateral a los largueros de la superestructura, Figura DM-3.2(a).

DM 3.4 ELEMENTOS TIPO PLACA (SHELL)

El elemento Shell es un tipo de objeto de área que se utiliza para modelar el comportamiento de membrana, placa y caparazón en estructuras planas y tridimensionales. Cada elemento puede cargarse por gravedad y cargas uniformes en cualquier dirección; presión superficial en la parte superior, lateral inferior y caras laterales; y cargas debido a la tensión y el cambio de temperatura. El material de la cubierta puede ser homogéneo o en capas que varían a través del espesor (CSI, 2016).

Como se mencionó antes, las cubiertas fueron modeladas con elementos finitos tipo placa, Shell-Thin, Figura DM-3.2(b) y Figura DM-3.4, estos elementos se utilizaron únicamente para asignar las cargas correspondientes a la estructura, tanto cargas vivas y muertas, como las cargas accidentales, por lo tanto, el peso propio de la placa se tomó igual a cero para evitar duplicar las cargas, y estimar los esfuerzos que se generan en ellos.

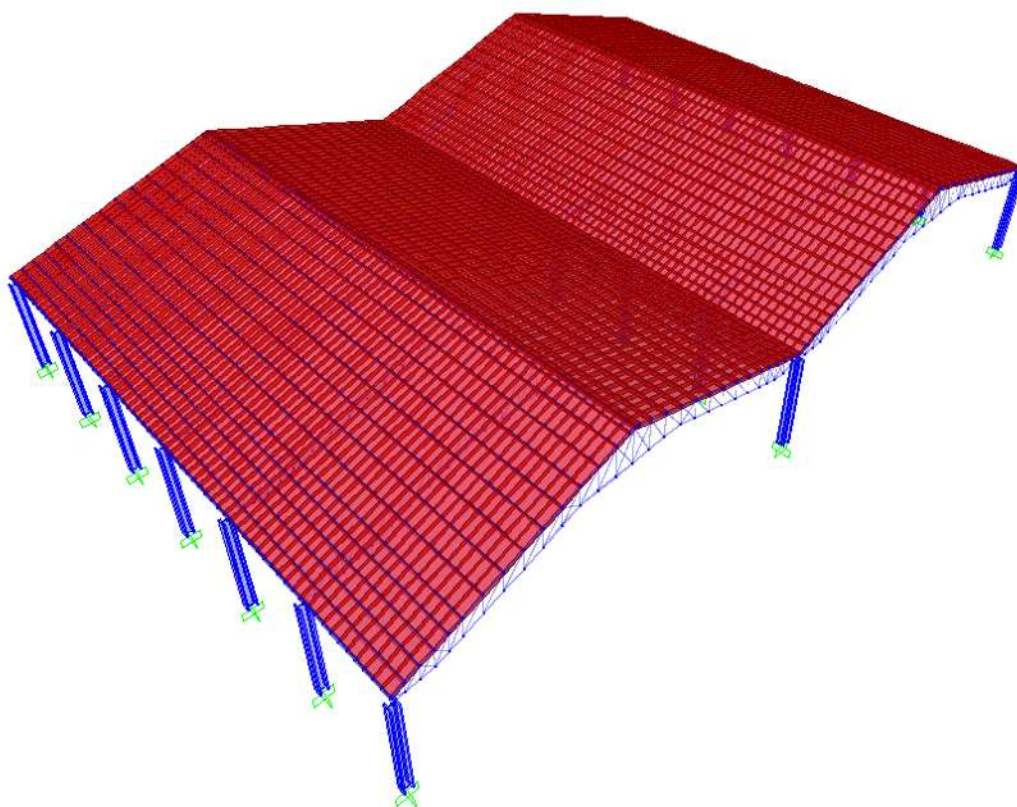


Figura DM-3.4 Elementos tipo placa (rojo) y restricciones de apoyo (verde)

DM 3.5 ELEMENTOS TIPO RESORTE

Los elementos tipo resortes se utilizaron en el análisis para modelar el suelo de soporte de las trabes de liga, y así estimar los esfuerzos que se generan en estos elementos como efecto de la rigidez que ejerce el suelo hacia las trabes, Figura DM-

3.5. Ya que de no hacerlo de esta manera las trabes trabajarían como vigas simplemente apoyadas y los elementos mecánicos resultarían evidentemente más desfavorables.

Las fuerzas de los resortes que actúan sobre una articulación están relacionadas con los desplazamientos de esa unión mediante una matriz simétrica 6x6 de coeficientes de rigidez de resorte. Estas fuerzas tienden a oponerse a los desplazamientos. Cualquiera de los seis grados de libertad en cualquiera de las uniones de la estructura puede tener condiciones de soporte de resorte de traslación o rotación. Estos resortes conectan elásticamente la unión al suelo (CSI, 2016).

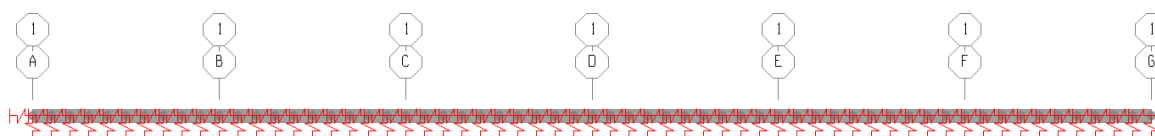


Figura DM-3.5 Elementos tipo resorte (rojo), elemento tipo barra (gris)

DM 3.6 RESTRICCIONES

“Las restricciones se usan para imponer ciertos tipos de comportamiento de cuerpo rígido, para conectar diferentes partes del modelo e imponer ciertos tipos de condiciones de simetría”, (CSI, 2016).

En los modelos analizados se emplearon dos tipos de restricciones, articulaciones simples para conectar las vigas y los elementos que componen las armaduras (Figura DM-3.2(a)). Y en los nodos inferiores de las columnas se utilizaron empotramientos para considerar la rigidez que aporta el sistema cimentación-suelo de soporte de las columnas, Figura DM-3.2(b) y Figura DM-3.4.

DM 3.7 TIPOS DE ACCIONES Y COMBINACIONES

“SAP2000 permite un número ilimitado de casos de carga y combinaciones de estas. Los tipos de combinación de carga incluyen: estático lineal, envolvente (mínimo / máximo), suma absoluta, SRSS y combinaciones de rango” (CSI, 2016).

En los modelos se utilizó la combinación tipo estático lineal, para la cual se definieron las cargas analizadas en las secciones AAP, AAV, y AEAA. Algunas de las cargas definidas en los modelos se representan en la Tabla DM-3.7(a). Las combinaciones de cargas analizadas en la sección CA, de igual manera se definieron en el programa con sus correspondientes factores de carga. Algunas de estas combinaciones se representan en la Tabla DM 3.7 (b).

Tabla DM-3.7(a) ACCIONES DEFINIDAS EN EL PROGRAMA SAP2000

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
CM	Dead	1	
CM	Dead	1	
CV NTC	Live	0	
CARGA ADICIONAL NTC	Live	0	
CM LLUVIA Y GRANIZO	Live	0	
PE1 CB "c"	Wind	0	None
PE2 CB "c"	Wind	0	None
PE1 CS "g"	Wind	0	None
PE2 CS "g"	Wind	0	None
PE1 CT	Wind	0	None
PE2 CT	Wind	0	None

Tabla DM-3.7(b) COMBINACIONES DE CARGAS DEFINIDAS EN EL PROGRAMA

PERMANENTES carga adicional 100kg
ACCIDENTALES 1 0 y 180° con carga adic
PERMANENTES carga de 40kg NTC
ACCIDENTALES 2 0 y 180° con carga adic
ACCIDENTALES 1 0 y 180° con carga de 4
ACCIDENTALES 2 0 y 180° con carga de 4
ACCIDENTALES 1 90 y 270° con carga ad
ACCIDENTALES 2 90 y 270° con carga ad
ACCIDENTALES 1 90 y 270° con carga de
ACCIDENTALES 2 90 y 270° con carga de
Ais Pn1 CB 0°
Ais Pn1 CB 180°
Ais Pn1 CS 0°
Ais Pn1 CS 180°

Debido a que las cargas accidentales se presentan en diferentes zonas y con diferente magnitud, utilizando elementos tipo placa se definen en el programa zonas específicas para asignar todas las cargas correspondientes, algunas de estas zonas se representan en las Figuras DM-3.7(a-e).

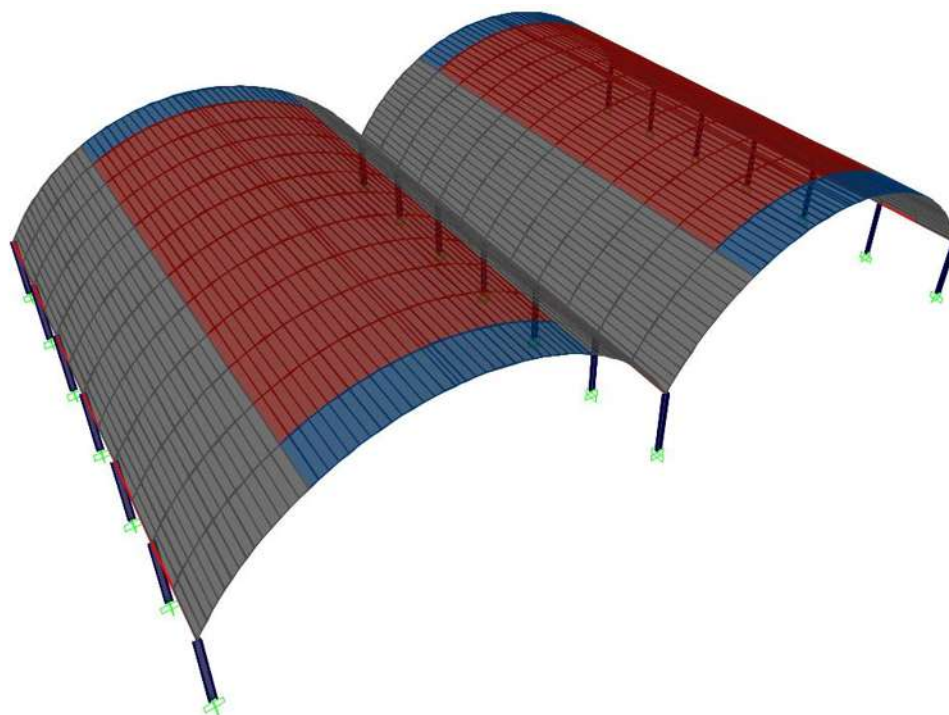


Figura DM-3.7(a) Zonas para asignar las cargas debidas al viento para el diseño de elementos de recubrimiento en la cubierta en arco circular

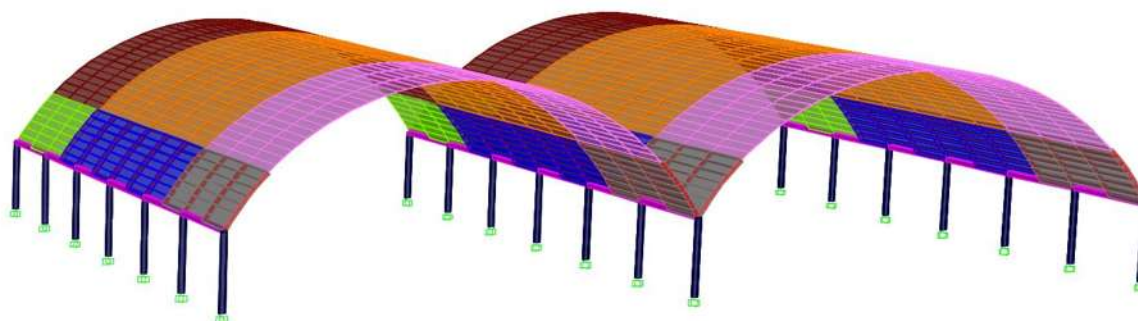


Figura DM-3.7(b) Zonas para asignar las cargas debidas al viento para el diseño de la estructura principal en la cubierta en arco circular

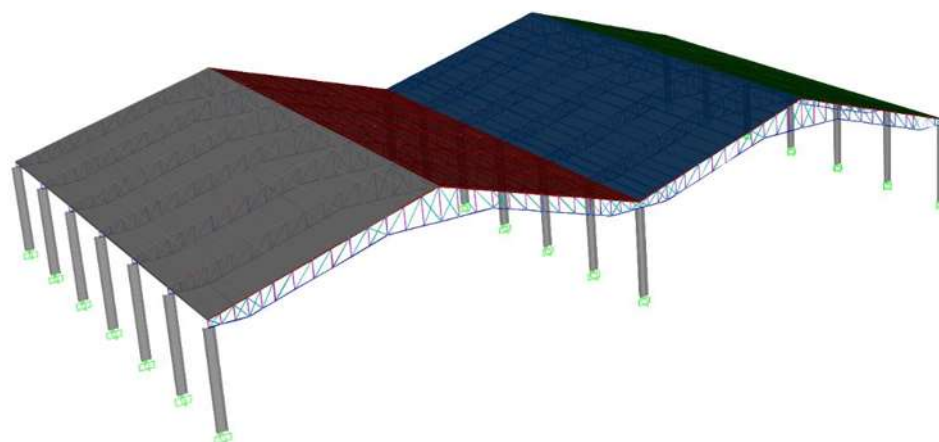


Figura DM-3.7(c) Zonas definidas en el SAP2000, para asignar las cargas debidas al viento transversal en la cubierta analizada como a dos aguas de claros múltiples

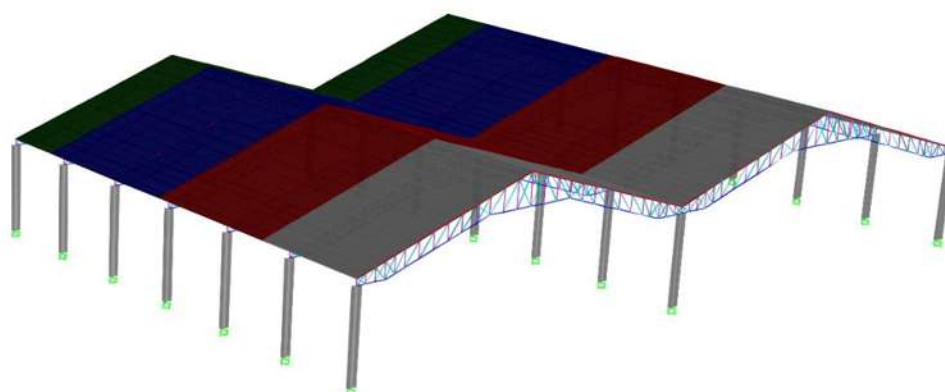


Figura DM-3.7(d) Zonas definidas en el SAP2000, para asignar las cargas debidas al viento longitudinal en la cubierta analizada como a dos aguas de claros múltiples

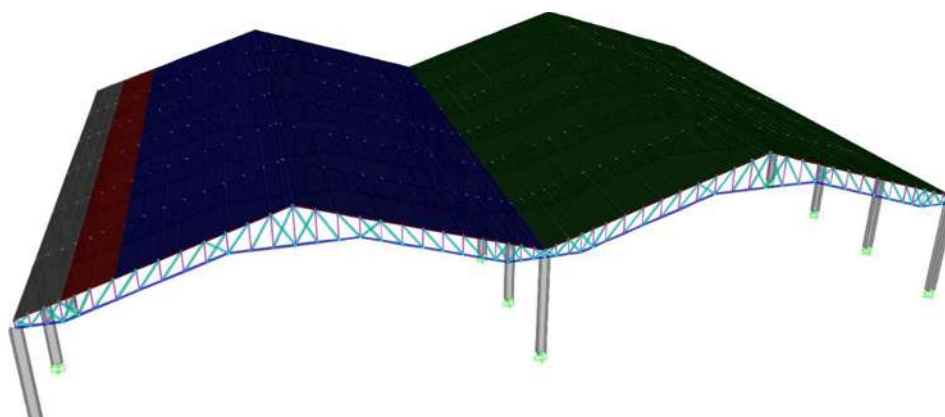


Figura DM-3.7(e) Zonas definidas en el SAP2000, para asignar las cargas debidas al viento en la cubierta analizada como a dos aguas de un solo claro

DM 3.8 DIAGRAMAS DE FUERZA

“Los diagramas de cortante y momento muestran fuerzas de corte interno, momentos y desplazamientos en todas las ubicaciones a lo largo de un elemento de marco para cualquier combinación de carga o caja de carga”, (CSI, 2013).

El programa SAP2000 cuenta con una herramienta que permite desplazarse a lo largo de la longitud de los elementos donde se muestran valores de los elementos mecánicos y la deformación vertical en cada punto, por lo tanto, con esta herramienta se localiza y determina directamente a la ubicación y valor máximo de fuerzas, esfuerzos y deformaciones, Figura DM-3.8. Sin embargo, debido a que la estructura está compuesta por número importante de elementos estructurales, así como de combinaciones de cargas, se tornaría laborioso reportar en un informe los resultados de cada uno de estos elementos, correspondientes diagramas de elementos mecánicos y deformaciones, por lo tanto, los resultados se analizaron por medio de tablas para trabajar de manera más funcional.

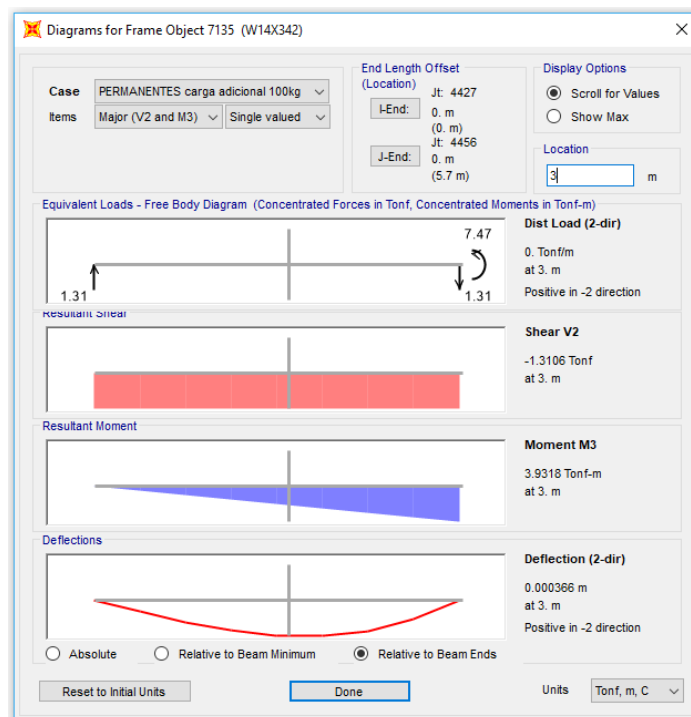


Figura DM-3.8 Diagramas correspondientes a los elementos tipo barra

DM 3.9 SALIDA TABULAR

El programa SAP2000 tiene la capacidad de presentar en tablas todos los datos de entrada, resultados de análisis y resultados de diseño, las cuales se pueden exportar a Excel por medio de tablas, donde se ordenaron en referencia a la magnitud de los elementos mecánicos (Tabla DE-3.9), permitiendo ubicar de una manera más eficiente los elementos estructurales críticos y la combinación de carga actuante más desfavorable a considerar en el proceso de diseño de cada elemento.

Tabla DM-3.9 ELEMENTOS MECÁNICOS CORRESPONDIENTES A LAS COLUMNAS, OBTENIDOS POR MEDIO DE LA OPCIÓN EXPORTAR A EXCEL QUE OFRECE EL PROGRAMA SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2
Text	m	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
467	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC		-7.994	0.001	-0.006	-0.003
7135	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-2.466	-7.994	-0.001	0.006	0.003
883	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	0.589	-7.980	0.084	-0.013	-0.480
3282	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	0.589	-7.980	-0.084	0.013	0.480
4755	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-1.935	-7.883	0.000	0.000	0.000
5945	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-1.935	-7.883	0.000	0.000	0.000
5350	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-1.856	-7.880	0.000	0.000	0.000
1401	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	7.081	-7.876	0.005	-0.001	-0.027
2372	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	7.081	-7.876	-0.005	0.001	0.027
1917	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	7.476	-7.871	0.000	0.000	0.000
528	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-2.016	-7.865	0.000	0.001	0.000
6540	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-2.016	-7.865	0.000	-0.001	0.000
943	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	8.626	-7.857	-0.021	0.003	0.118
2827	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	8.626	-7.857	0.021	-0.003	-0.118
2	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-3.333	-7.465	-0.080	-0.012	0.454
6832	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-3.333	-7.465	0.080	0.012	-0.454
4452	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-9.564	-7.366	-0.004	-0.001	0.025
5642	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-9.564	-7.366	0.004	0.001	-0.025
5047	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-9.943	-7.361	0.000	0.000	0.000
1769	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-11.029	-7.347	0.020	0.003	-0.111
6237	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-11.029	-7.347	-0.020	-0.003	0.111
3282	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	-1.433	-7.323	-0.051	0.008	0.291
883	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	-1.433	-7.323	0.051	-0.008	-0.291
2372	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	3.009	-7.250	-0.003	0.000	0.016
1401	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	3.009	-7.250	0.003	0.000	-0.016
1917	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	3.258	-7.248	0.000	0.000	0.000
943	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	4.179	-7.236	-0.013	0.002	0.073
2827	5.7	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga adicional	4.025	-7.236	0.013	-0.002	-0.073
467	4.9875	ACCIDENTALES 1 0 y 180* con carga de 40kg NTC	-2.360	-7.994	0.001	-0.006	-0.003

DA-DESCRIPCIÓN DE ACCIONES QUE OBRAN SOBRE LAS ESTRUCTURAS

Por acciones se entiende lo que generalmente se denominan cargas. Pero esta acepción más general incluye a todos los agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Por tanto, además de las cargas propiamente dichas, se incluyen las deformaciones impuestas, como los hundimientos de la cimentación y los cambios volumétricos, así como los efectos ambientales de viento, temperatura, corrosión, entre otros (Piralla, 2013, pág. 56).

Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

a) Las acciones permanentes, son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco a lo largo del tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que se consideran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado;

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos

breves de tiempo. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura en el caso de que ocurran estas acciones, (NTC, 2017, pág. 690).

AAP-ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES

CARGA MUERTA

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; se incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, ventanas, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es, por tanto, la principal acción permanente (Piralla, 2013, pág. 128).

AAP-1 CONSTRUCCIONES DE TECHOS CON CLAROS MÚLTIPLES

De acuerdo con el tipo de lámina considera para construir la cubierta a dos aguas con claros múltiples se tienen dos propuestas: Ternium TR-72 y Ternium TR-101, Figuras AAP-1.1 y AAP-1.2.

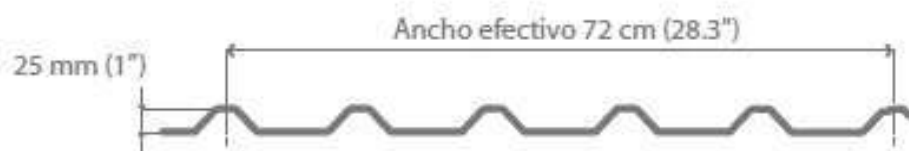


Figura AAP-1.1 Geometría de lámina TR-72, (Ternnium, 2010)

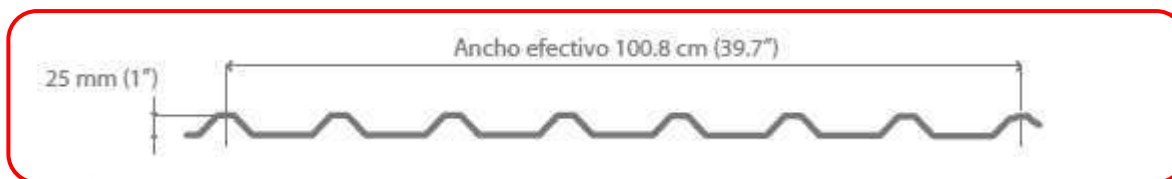


Figura AAP-1.2 Geometría de lámina TR-101, (Ternium, 2010)

Cualquiera de los dos tipos de lámina se puede elegir para diseño, se opta por utilizar la TR-101, debido a que tiene un ancho efectivo mayor al ancho efectivo de la TR-72, agilizando de esta manera el tiempo necesario para su y economizando el número de traslapes necesarios.

Arquitectónicamente se opta por el color Rojo Janitzio Cool Roof que se reporta en la Tabla AAP-1.1 y Figura AAP-1.3, debido a que se adapta más al entorno natural y estructuras existentes en la Unidad Deportiva de Coalcomán Michoacán; además de que “las ventajas de los revestimientos de “techo frío” incluyen ahorro energético, aumento del valor de los inmuebles, mayor duración de las cubiertas y mejora general del entorno urbano”, (ICOPAL, 2015).

Tabla AAP-1.1 COLORES ESTÁNDAR QUE OFRECE EL FABRICANTE, (Ternium, 2009)

Blanco Estándar	Poliéster estandar
Blanco Estándar HB	Duraplus
Arena Estándar	Poliéster estandar
Arena Estándar HB	Duraplus
Maky Silver	Fluorocarbonado
Banner Red	Fluorocarbonado
Cobre	Fluorocarbonado
Gris Humo	Poliéster estandar
Azul Rey	Poliéster estandar
Azul Militar	Poliéster estandar
Verde Pino	Poliéster estandar
Blanco Imperial	Poliéster Siliconizado
Rojos Janitzio Cool	Poliéster Cool Roof



Figura AAP-1.3 Geometría y color de lámina a emplear TR-101, (Archdaily, 2018)

Las cargas críticas que pueden presentarse en la cubierta en dos aguas de claros múltiples estimadas de acuerdo con el análisis estructural desarrollado de acuerdo a lo estipulado en el manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) son - 219.47kg/m^2 en succión y 73.16kg/m^2 en presión, como se muestra en la sección AEAA-1.2.3.

Por lo tanto, basándonos en las especificaciones de capacidad de carga en láminas TERNIUM, Tabla. AAP-1.2, y las cargas críticas a que puede someterse la cubierta se elige para diseño la lámina TR-101 calibre 26, colocada a una separación máxima de 1.15m.

Tabla AAP-1.2 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN LAMINA TERNIUM TR-10, (Ternium, 2009)

Capacidad de carga admisible (kg/m2), Uniformemente distribuida															
Condición de apoyo	Calibre	*SEP. MAX. MTS	Separación entre apoyos (Mts.)								Succión de viento				
		1.00	1.20	Carga Viva		1.40	1.60	1.80	2.00	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
Simple	28	0.95	253	145	90					235	163	120			
	26	1.15	300	182	113	74				300	211	155	119		
	24	1.35		214	133	87				300	252	185	142		
	22	1.90			191	125	86	61		300	300	279	213	169	137
Doble	28	1.10	231	159	116					269	187	137			
	26	1.45	300	207	151	114				300	238	175	134		
	24	1.70	300	246	179	136	106			300	283	208	159	126	
	22	2.00	300	300	271	206	161	129		300	300	300	233	184	149
Triple	28	1.10	290	200	146					300	233	171			
	26	1.45	300	260	189	144				300	297	218	167		
	24	1.70	300	300	226	169	117			300	300	259	199	157	
	22	2.00	300	300	300	243	168	121		300	300	300	291	230	186
Cuatro o mas	28	1.10	271	187	136					300	218	160			
	26	1.45	300	242	177	134				300	278	204	156		
	24	1.70	300	289	211	160	125			300	300	242	186	147	
	22	2.00	300	300	300	242	179	129		300	300	300	272	215	174

Como se muestra en la Figura AAP-1.4, la condición de apoyo que se tiene en nuestra armadura es apoyo simple, a criterio se tomó como separación máxima entre apoyos 1.05m, esto con la finalidad de tener un rango más amplio de seguridad.

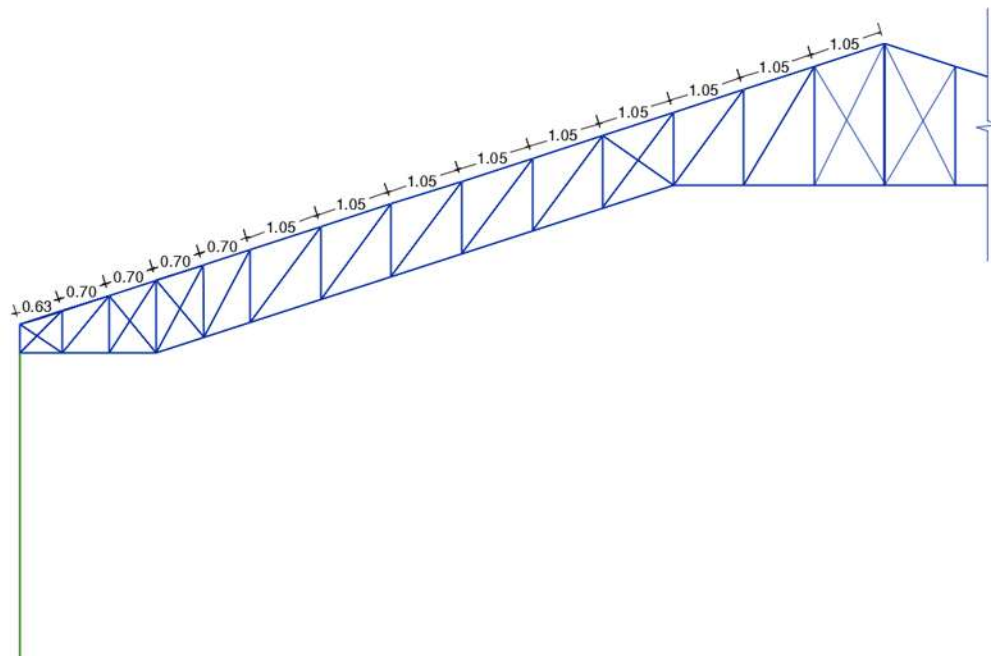


Figura AAP-1.4 Separación entre apoyos de cubierta (metros)

En las Tablas AAP-1.3 y AAP-1.4 se muestran las propiedades tanto geométricas como mecánicas de la lámina a utilizar, mismas propiedades que serán empleadas en el proceso de análisis estructural. Por lo tanto, de acuerdo con las fichas técnicas del fabricante se tiene que la carga muerta para la lámina utilizada es de 4.64 kg/m².

Tabla AAP-1.3 PESOS Y ESPESORES DE LAMINAS TR-101, (Ternium, 2009)

Calibre	Espesor nominal acero base pulg. TR-101 (mm)	Peso aprox. Kg/ml TR-101	Peso aprox. Kg/m2 TR-101
30*	0.0120 (0.3048)	3.10	3.07
28	0.0149 (0.3785)	3.96	3.92
26	0.0179 (0.4547)	4.69	4.64
24	0.0209 (0.5309)	5.42	5.37
22	0.0299 (0.7595)	7.61	7.52
20*	0.0359 (0.9119)	8.91	8.82

Tabla AAP-1.4 PROPIEDADES Y CAPACIDAD DE CARGA DE LAMINAS TR-10, (Ternium, 2009)

Propiedades de la sección								
Calibre	Peso Aprox. KG/ML TR-101	Peso Aprox. KG/M ² TR-101	Compresión superior M+			Compresión inferior M-		
			Ixx + Cm ⁴ /M.	Sxx + Cm ³ /M.	M max + Kg-M.	Ixx - Cm ⁴ /M.	Sxx - Cm ³ /M.	M max - Kg-M.
28	3.96	3.92	3.93	2.41	33.58	2.66	2.11	29.40
26	4.69	4.64	4.93	3.07	42.78	3.38	2.73	38.04
24	5.42	5.37	5.81	3.65	50.86	4.14	3.25	45.28
22	7.60	7.52	8.33	5.34	74.40	6.78	4.9	68.27

AAP-2 CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR

El tipo de lámina que se utiliza para la cubierta en arco circular, es un perfil de Arcotecho, dicho sistema constructivamente se obtiene a base de arcos modulares de lámina de acero, fabricados en el sitio de la obra. Estos arcos son unidos entre sí con una engoladora eléctrica.

A criterio del proyectista se utiliza el calibre 20 para la revisión, esto con la finalidad de emplear láminas que sean económicas y que a su vez sean capaces de resistir las acciones a las que se pueda someter, las propiedades de la sección se representan en la Tabla AAP-2.1.

Tabla AAP-2.1 PROPIEDADES DE PERFIL ARCOTECO, (AceroMart, 2018)

Propiedades de la Sección					
CALIBRE	PESO /ML Kg/m	COMPRESIÓN FIBRA SUPERIOR		COMPRESIÓN FIBRA INFERIOR	
		Ix (cm ⁴ /m)	Se (cm ³ /m)	Ix (cm ⁴ /m)	Se (cm ³ /m)
24	4.062	284.32	26.31	281.52	25.57
22	5.703	399.75	36.39	391.49	35.37
20	6.797	474.71	44.10	462.91	42.86
18	8.967	625.61	58.39	613.03	56.76
16	11.155	778.01	72.61	762.29	70.58

Los elementos tipo placa se modelaron en el programa SAP2000, con dimensiones de 0.5 metros de ancho por 2.75 metros de largo. Por lo tanto, el peso de la lámina calibre 20 por unidad de área se obtiene de la siguiente manera.

$$Peso = \frac{6.8kg/m}{0.5m} = 13.6kg/m^2$$

AAV-1 ANÁLISIS DE CARGAS VARIABLES

Las cargas variables que actúan tanto en la cubierta en arco circular como en la cubierta a dos aguas son similares, debido a que ambas cubiertas presentan una pendiente mayor del 10%.

CARGA VIVA

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Por lo que se considera como carga viva el peso y las cargas debido a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Un modelo de la carga viva que pretenda representar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recurre para fines de diseño a modelos sumamente simplistas. Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada (Piralla, 2013, pág. 131).

En la Tabla AAV-1.1, se observan las cargas vivas correspondientes a la cubierta como función de su pendiente, debido a la incertidumbre que se tiene para determinar el valor de las presiones que pueden generarse en una estructura por la acción del viento, los códigos de diseño hacen modelos probabilistas de donde se determina el valor máximo esperado de la velocidad del viento.

Debido a que las cargas vivas también son de naturaleza aleatoria es que no se combina la acción esperada del viento con la máxima carga viva esperada, sino un valor menor a este, por lo que en la norma se indica que “La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento cuando se revisen distribuciones

de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área”, (NTC, 2017, pág. 696).

La pendiente de la estructura es de 18°, y se considera una cubierta de azotea, por lo tanto, la carga viva unitaria instantánea correspondiente es $W_a = 20 \text{ kg/m}^2$.

Tabla AAV-1.1 CARGAS VIVAS UNITARIAS, kN/m^2 (kg/m^2), (NTC, 2017, pág. 696)

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa—habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	W_m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Donde:

W: Carga viva unitaria media

W_a : Carga viva unitaria instantánea

W_m : Carga viva unitaria máxima

Observaciones que aplican al caso en estudio:

La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento, así como cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área. Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

Nota 8: En el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes definidos en la sección CA-1.1.

Nota 9: Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m² (100 kg/m²) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección CA-1.1. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en la Tabla AAV-1.1 inciso (i), ni la mencionada en la Nota 8.

Lo especificado en la Nota 8 se ilustra en la Figura AAV-1.1 y se refiere a que al depositarse el granizo sobre los techos se presentan aspectos desfavorables, ya que este puede deslizarse fácilmente hacia los valles de techos con pendientes grandes formando acumulaciones que representan cargas considerables. En la ciudad de México existen antecedentes de cubiertas ligeras que han tenido fallas debido a este fenómeno (Piralla, 2013, pág. 188).

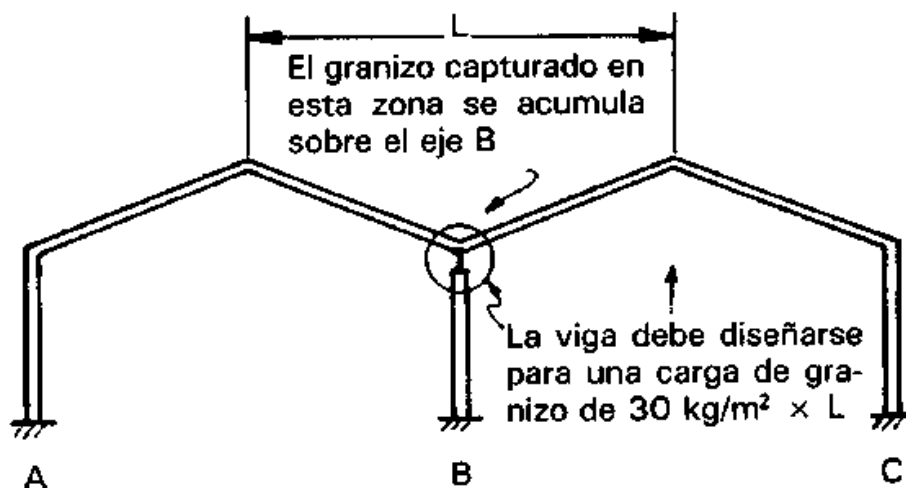


Figura AAV-1.1 Consideración de la carga de granizo de acuerdo con el RCDF, (Piralla, 2013, pág. 189)

AAA-ANÁLISIS DE CARGAS ACCIDENTALES

Debido a que las estructuras de acero se consideran ligeras, para fines de este proyecto se analizarán únicamente las cargas accidentales debidas a la acción del viento por ser las más críticas.

AAA-1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debido a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presenta la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. El viento puede actuar en cualquier dirección, en general, y debe investigarse cuál es la dirección que produce los efectos más desfavorables, (Piralla, 2013).

AAA-1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA

GRUPO B. Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se clasifican en este grupo aquéllas que, al fallar, generan baja pérdida de vidas humanas y que ocasionan daños materiales de magnitud intermedia: bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros, (CFE, 2008, pág. 4.1 I. 4)

Por lo tanto, nuestra estructura se define en la **clasificación “B”**.

AAA-1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Se recomiendan dos tipos de procedimientos, estático y dinámico.

TIPO 1. Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se agrupan en este tipo aquéllas en las que la relación de esbeltez, λ , (definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual que cinco y con periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual que un segundo. Se consideran dentro de este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos. Para trabes y para armaduras simples o continuas, la relación de esbeltez se obtendrá al dividir el claro mayor por la menor dimensión perpendicular a éste, (CFE, 2008, pág. 4.1 l. 6) .

Nuestra estructura se define en la **clasificación del tipo “1”**, por lo tanto, se utilizará el análisis estático, para los otros tipos se requiere de un análisis dinámico.

AAA-2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D

La velocidad básica de diseño, V_D , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. La velocidad básica de diseño, en km/h, se obtendrá con la ecuación AAA-2:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (\text{Ec. AAA-2})$$

Donde:

F_T =factor que depende de la topografía local, adimensional,

F_{rz} =el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional.

V_R =velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 1).

AAA-2.1 CATEGORÍAS DE TERRENOS SEGÚN SU RUGOSIDAD

“En la Tabla AAA-2.1 se definen cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante”, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 2).

Tabla AAA-2.1 CATEGORÍA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 2)

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.

AAA-2.2 MAPAS DE ISOTACAS. VELOCIDAD REGIONAL, V_R

La velocidad regional de ráfaga para diseño podrá determinarse de dos maneras. Una de ellas es empleando la importancia de la estructura que está relacionada con un periodo de retorno fijo, como se indica en el inciso AAA-2.2.1. La otra manera está asociada con el costo relativo aceptable de las consecuencias en caso de producirse una falla estructural, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 3).

AAA-2.2.1 VELOCIDAD REGIONAL PARA UN PERIODO DE RETORNO FIJO

La velocidad regional de ráfaga del viento, V_R , es la velocidad máxima que puede ser excedida en un cierto periodo de retorno, T_r , en años, en una zona o región determinada del país. En la Figura AAA-2.2.1(a) se muestran el mapa de isotacas regionales correspondientes al periodo de retorno de 50 años, recomendados para el diseño por viento de estructuras del Grupo B, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 3).

Nuestra estructura se clasifica debido a su importancia dentro del grupo B, con un periodo de retorno de 50 años, y se encuentra ubicada en la población de Coalcomán, Michoacán (Figura AAA-2.2.1(b)), por lo que su velocidad regional de acuerdo con las ayudas de diseño correspondientes a las Isotacas, resulta con valor de 151-162km/h, como se muestra en la Figura AAA-2.2.1(a).

A criterio se define la velocidad regional **$V_R=155\text{km/h}$** que está dentro del rango definido en la Figura AAA-2.2.1(a).

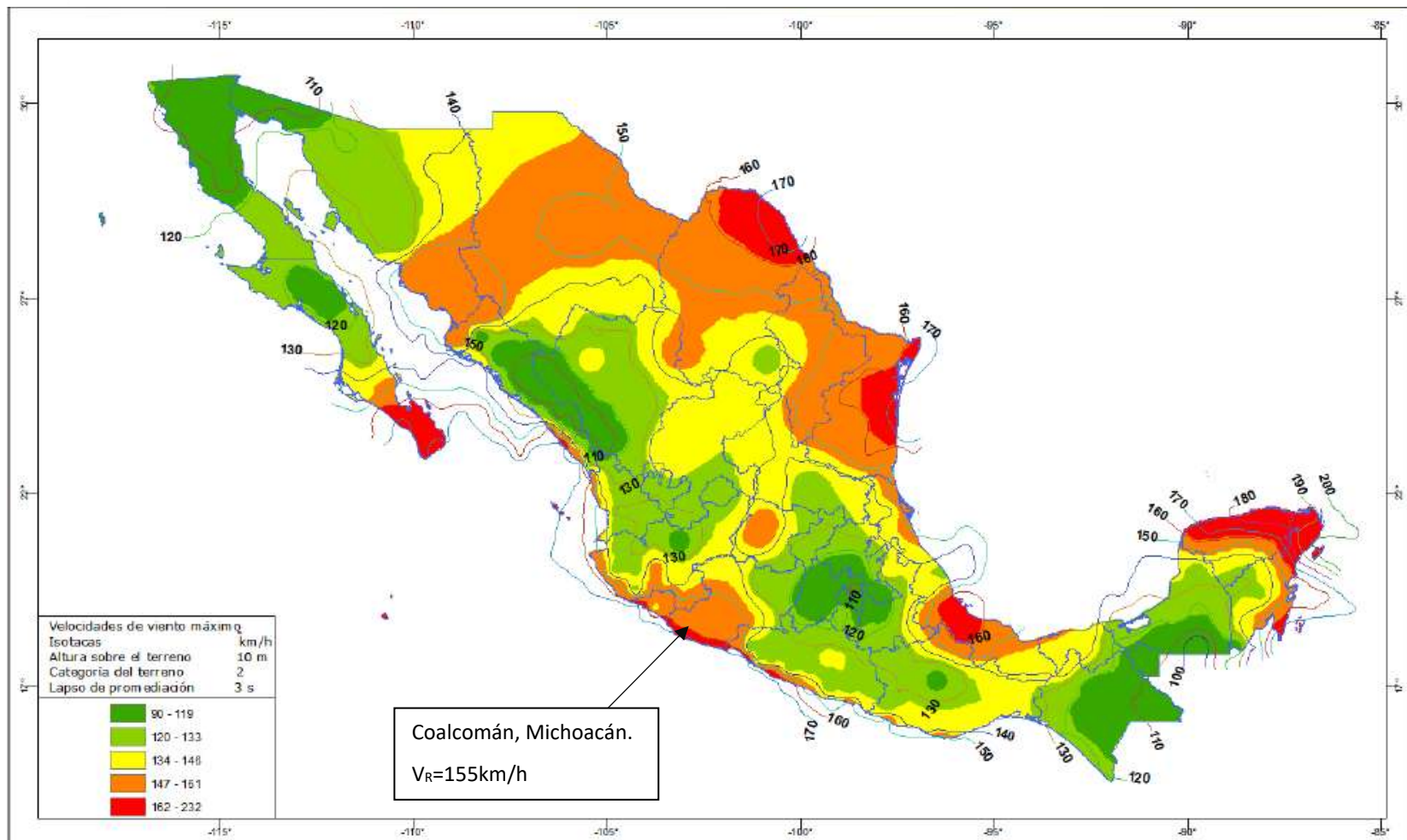


Figura AAA-2.2.1(a) Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 50 años, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 5)

MICHOACAN DE OCAMPO

- MUNICIPIOS -



Coalcomán, Michoacán.
 $V_R=155\text{km/h}$



Figura AAA-2.2.1(b) Ubicación de Coalcomán, Michoacán, (INEGI, 2010)

AAA-2.2.2 VELOCIDAD REGIONAL ÓPTIMA V_{RO}

La velocidad regional óptima, V_{RO} , en km/h, es la máxima velocidad para la cual se minimiza el costo total determinado con el costo inicial de la construcción más el costo de las reparaciones y de las pérdidas, directas e indirectas, en caso de presentarse una falla.

Donde:

Q = factor de importancia de las pérdidas.

C_I = costo inicial de la construcción

C_L = costo de las pérdidas directas e indirectas que se tendrían en caso de una falla estructural.

$$Q = \frac{C_L}{C_I} \quad (\text{Ec. AAA-2.2.2})$$

Para la aplicación simplificada de este procedimiento, se ha optado por asociar un valor de:

$Q = 5$ para las del Grupo B y un valor de $Q = 15$ para el diseño de las estructuras del Grupo A, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 7).

Nuestra estructura se clasifica debido a su importancia dentro del grupo B por lo tanto se asume un factor de importancia igual a 5, y está ubicada en la población de Coalcomán, Michoacán, por lo que su velocidad regional de acuerdo con los mapas de las isotacas que se presentan el manual puede estar en un rango de velocidades de 176-230km/h, como se muestra en la Figura AAA-2.2.2. De acuerdo con nuestro criterio definimos la velocidad regional igual a **$V_R=200\text{km/h}$** , valor que se encuentra dentro del rango establecido en el manual.

Nota: De acuerdo a las recomendaciones del manual, se puede emplear este método o el descrito en la sección anterior que utiliza un periodo de retorno fijo, en este trabajo se decidió utilizar el método de velocidad regional optima $V_R=V_{RO}=200\text{km/h}$ debido a que la velocidad estimada por este método es más desfavorable, lo cual está relacionado a un margen mayor de seguridad.

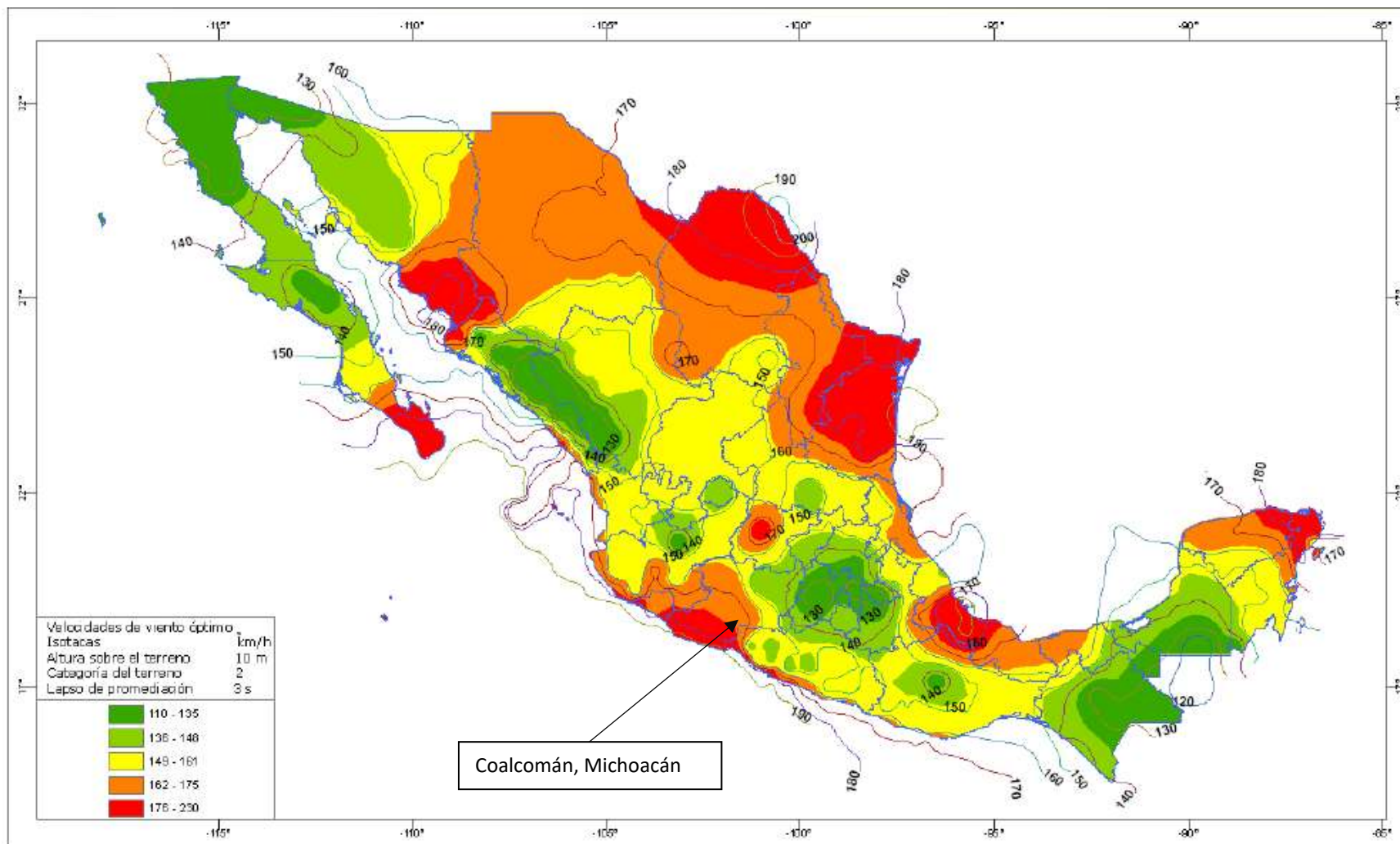


Figura AAA-2.2.2 Mapa de isotacas para $Q=15$, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 8)

AAA-2.3 FACTOR DE EXPOSICIÓN, F_{RZ}

El factor de exposición local, F_{Rz} , establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} F_{Rz} = c & \text{si } z \leq 10 \\ F_{Rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha & \text{si } 10 < z < \delta \\ F_{Rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha & \text{si } z \geq \delta \end{array}$$

Donde:

z =altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m,

α =exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional,

δ =altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m.

c =coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Las variables α , δ y c están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la Tabla AAA-2.3, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 10).

Tabla AAA-2.3 VALORES DE α , δ Y c , (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 11)

Categoría del terreno	α	δ (m)	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

AAA-2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA, F_T

“Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura” la Tabla AAA-2.4 reporta los valores que pueden tomar las constantes que intervienen en la expresión que permite estimar el factor de topografía (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 11).

Tabla AAA-2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA LOCAL, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 12)

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
Expuestos	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	Véanse las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8)
	Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	

Una vez conocidos los parámetros de factor de topografía F_T , factor de exposición F_{rz} , y velocidad regional V_R , se puede obtener la velocidad básica de diseño, V_D retomando la ecuación:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (\text{Ec. AAA-2.4})$$

$$V_D = 1 \cdot 1 \cdot 200 = 200 \text{ km/h}$$

AAA-2.5 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base q_z .

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad (\text{Ec. AAA-2.5(a)})$$

Donde:

V_D = velocidad básica de diseño, en km/h, definida en el inciso 4.2

q_z = presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en (kg/m²)

G = factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273+\tau} \quad (\text{Ec. AAA-2.5(b)})$$

Donde:

Ω = presión barométrica, en mm de Hg

τ = temperatura ambiental, en °C.

En la Tabla AAA-2.5 se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m , en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, Ω , en mm de Hg (mercurio), (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 15).

Tabla AAA-2.5 RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 16)

Altitud, h_m (msnm)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

La altura en metros sobre el nivel del mar de la localidad de Coalcomán, Michoacán, es de 700msnm, por lo tanto, para conocer la presión barométrica de la localidad donde se va a construir nuestra estructura se hizo una interpolación de los valores encerrados en el círculo rojo de la Tabla AAA-2.5 obteniéndose que el valor de la presión barométrica es igual a 702mm de Hg.

$$\Omega = 702 \text{ mm de Hg.}$$

De acuerdo con los datos estadísticos del INEGI (2018), encontramos que la temperatura en la población de Coalcomán de Vázquez Pallares, varía dentro del rango de 16-28°C. A criterio del diseñador se tomó una temperatura de 19.5°C, valor que se encuentra dentro del rango establecido.

$$T = 19.5 \text{ }^{\circ}\text{C.}$$

$$G = \frac{0.392 \cdot 702}{273 + 19.5} = 0.9408$$

$$q_z = 0.0048 \cdot 0.9408 \cdot 200^2 = \mathbf{180.63 \text{ kg/m}^2}$$

AAA-2.6 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, P_z

“La presión actuante sobre una construcción determinada, p_z , en (kg/m^2), se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación”.

$$p_z = C_p q_z \quad (\text{Ec. AAA-2.6})$$

Donde:

C_p se le denomina coeficiente de presión y es adimensional.

Este coeficiente determina el efecto de la variación de la presión, según la geometría o forma de la construcción, así como de la intensidad de la velocidad y la turbulencia del flujo del viento (CFE, 2008, págs. 4.2 I. 16-17).

AEAA-ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS ACCIDENTALES

El modelo más usual para estudios analíticos distingue un componente estático, o sea aquella parte que puede considerarse que actúa con velocidad media constante durante varios minutos, más una oscilación aleatoria que tiene periodos del orden de algunos segundos y que se denomina efecto de ráfaga (Piralla, 2013, pág. 207).

Presiones y fuerzas debidas a la acción del viento

De acuerdo con el manual (CFE, 2008) para diseño por viento se tienen diferentes casos de presiones, dependiendo de la forma de la estructura. Para las estructuras a analizar (cubierta de claros múltiples sin muros y cubierta en arco circular sin muros) no se tiene un caso de estudio idéntico al que se desea diseñar, por lo tanto, se determinan las presiones que se originan en la estructura por la acción del viento como función de los casos que se presentan en el manual y que más se asemejen a la configuración de la estructura a diseñar, seleccionando como caso de diseño el caso de análisis que resulte crítico. Seguimos este procedimiento porque en la norma se dice que la determinación de las presiones en formas estructurales que no se tengan definidas en la norma, deberán hacerse pruebas de las mismas a escalas en túneles de viento, lo cual es muy costoso y fuera de la realidad a seguir en la práctica profesional en estructuras que no tengan un grado muy alto de relevancia, como puede ser el caso de torres eléctricas.

Los casos que se tienen definidos en el Manual de la CFE son:

- Fuerzas sobre construcciones cerradas
- Construcciones de techos horizontales con extremos inclinados
- **Construcciones con techos de claros múltiples**
- **Construcciones con cubierta de arco circular**
- **Techos aislados**
- Toldos y cubiertas adyacentes a construcciones cerradas

- Techos en voladizo
- Letreros y muros aislados
- Silos y tanques cilíndricos
- Fuerzas en miembros individuales
- Chimeneas y torres
- Torres de telecomunicaciones y accesorios

Se toman para diseño los casos marcados, debido a que son los que más se asemejan a la cubierta real.

AEAA-1 CONSTRUCCIONES DE TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES Y PLANTA AISLADA, USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES Y PLANTA CERRADA

En las Tablas AEAA-1.1.2(a) y AEAA-1.1.2(b) se proporcionan valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Los parámetros referidos en esas tablas se ilustran en la Figura AEAA-1.1.3.

AEAA-1.1(A) DIRECCIÓN DEL VIENTO $\theta=0^\circ$ Y $\theta=180^\circ$

Los valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para construcciones con claros múltiples que tengan techos a dos aguas, para las direcciones del viento perpendiculares a las generatrices ($\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$) se obtendrán de la Tabla AEAA-1.1.1, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 20).

Ángulo formado por la cubierta $\gamma=18^\circ$.

Tabla AEAA-1.1.1 COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA CONSTRUCCIONES CON TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 20)

Dirección del viento (θ)	Coeficiente de presión exterior (C_{pe})				
	<i>a</i>	<i>c</i>	<i>g</i>	<i>m</i>	<i>s</i>
0° y 180°	0.7	De la Tabla 4.3.3, tómense los valores para $\bar{h}/d$ y γ correspondientes		-0.3 y 0.2 para $\gamma < 10^\circ$ -0.5 y 0.3 para $\gamma \geq 10^\circ$	-0.2

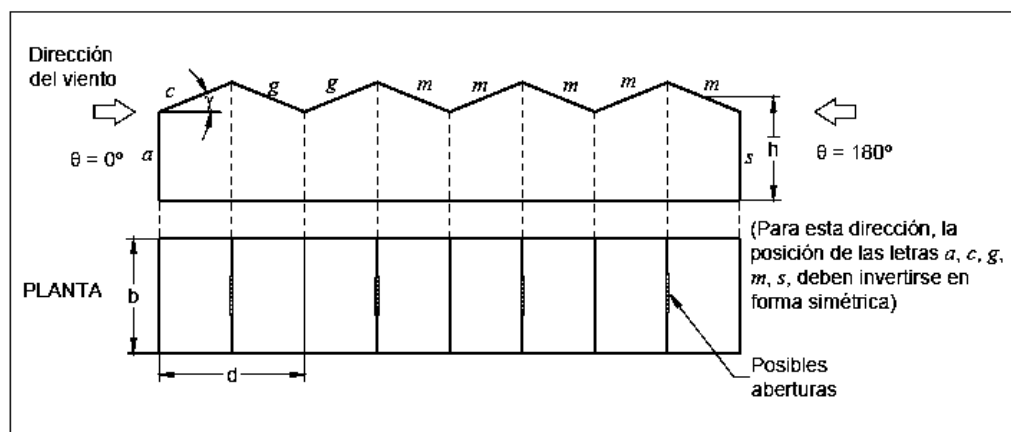


Figura AEAA-1.1.1 Techos a dos aguas en claros múltiples, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 21)

La Tabla AEAA-1.1.1 define el coeficiente “m”, como se observa en la Figura AEAA-1.1.1 el coeficiente “m” corresponde a la cubierta de Barlovento en el segundo claro y a los claros posteriores si fuese el caso de que la nave industrial tuviera 3 o más claros.

Dirección del viento 0°

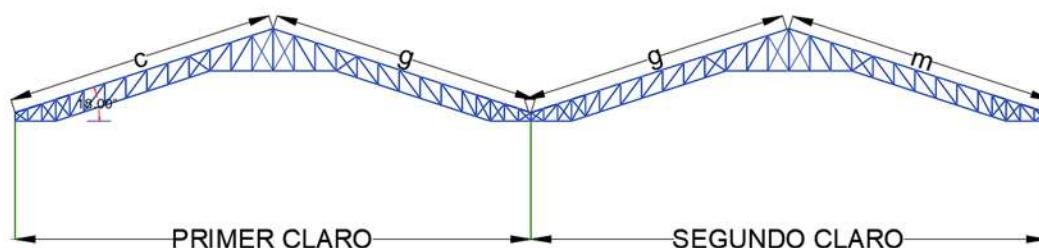


Figura AEAA- 1.1.2(a) Coeficientes para el techo en estudio con dirección del viento de 0°

Como se observa en la Tabla AEAA-1.1.1, se tienen dos casos de coeficiente “m”, por lo tanto, se tendrán que analizar los dos casos, predominando para el proceso de diseño el caso más crítico, definido en función de las presiones mayores. En las Figuras AECA-4.3.8 (c) y AECA-4.3.8 (d) se muestran los dos valores correspondientes al coeficiente “m”.

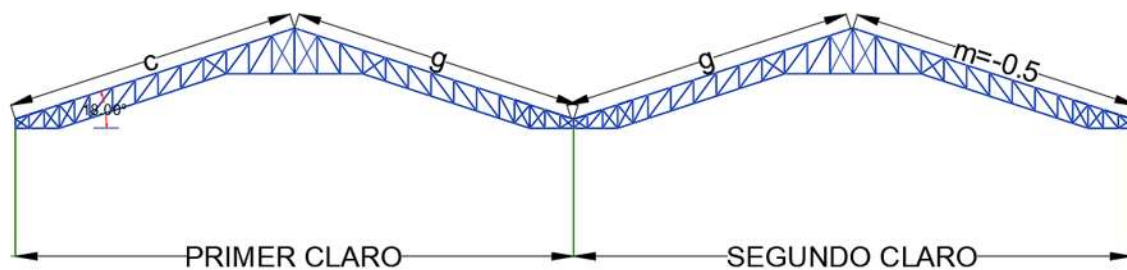


Figura AEAA-1.1.2(b) Valor del coeficiente “m” primer caso

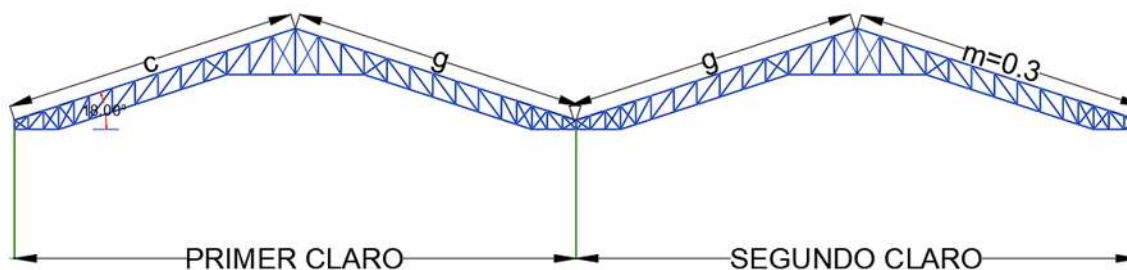


Figura AEAA-1.1.2(c) Valor del coeficiente “m” segundo caso

En la Figura AEAA-1.1.3 se muestran los diferentes coeficientes que se van a emplear en el análisis, los cuales dependerán de la dirección en la que actúe el viento. Debido a que la cubierta se encuentra aislada solo se considerarán los coeficientes de techo y por ende en la estructura no se presentarán presiones interiores.

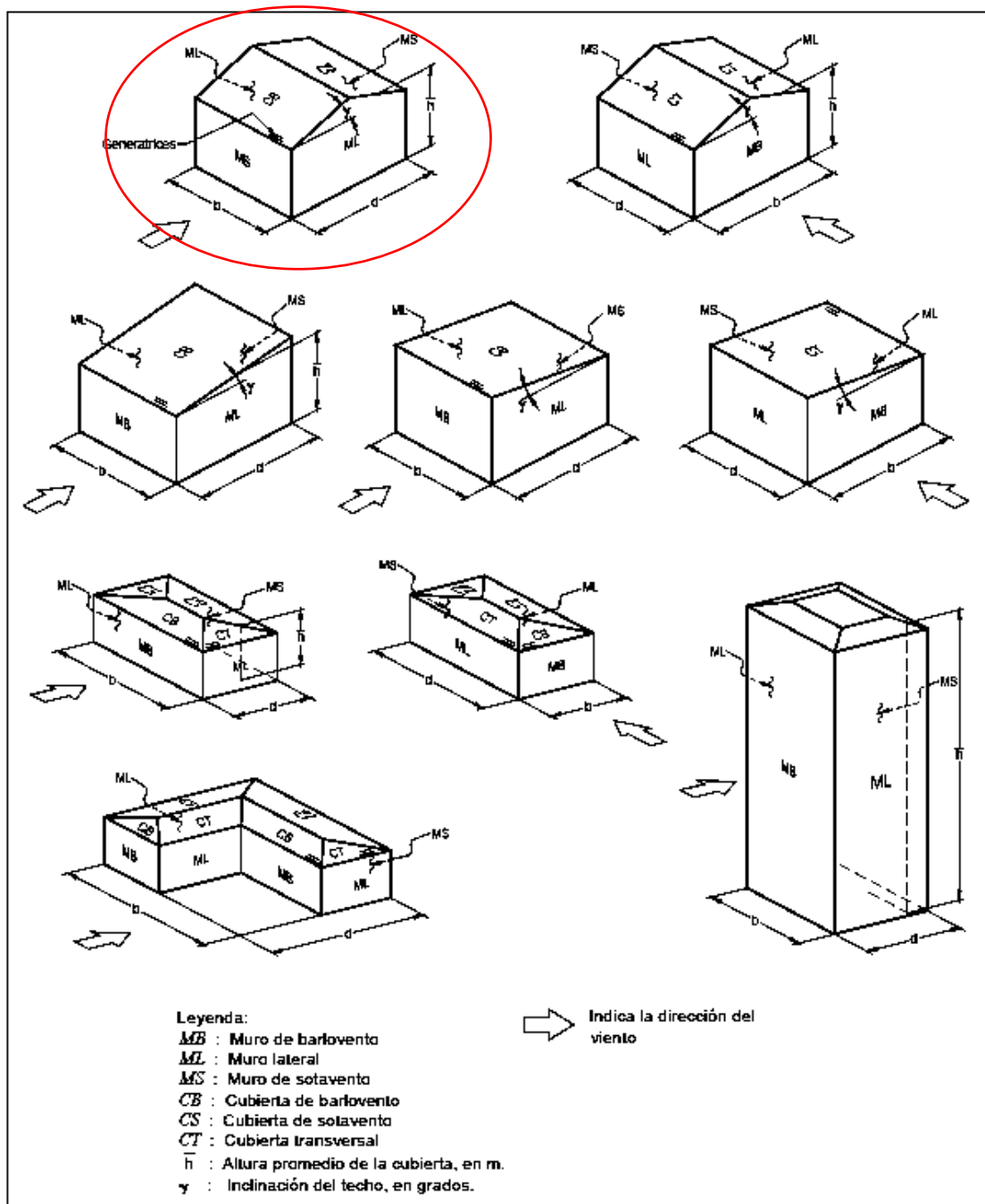


Figura AEAA-1.1.3 Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 9)

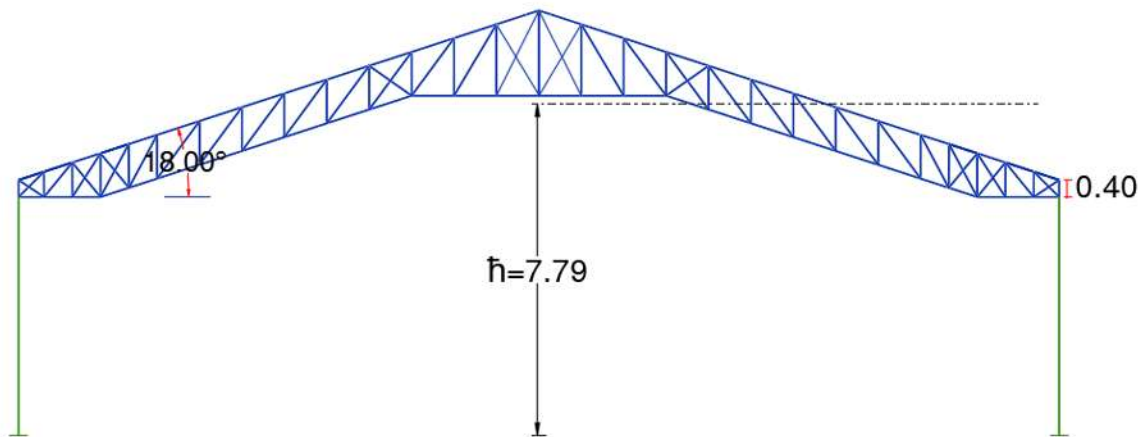


Figura AEAA-1.1.4(a) Altura promedio de la cubierta, (metros)

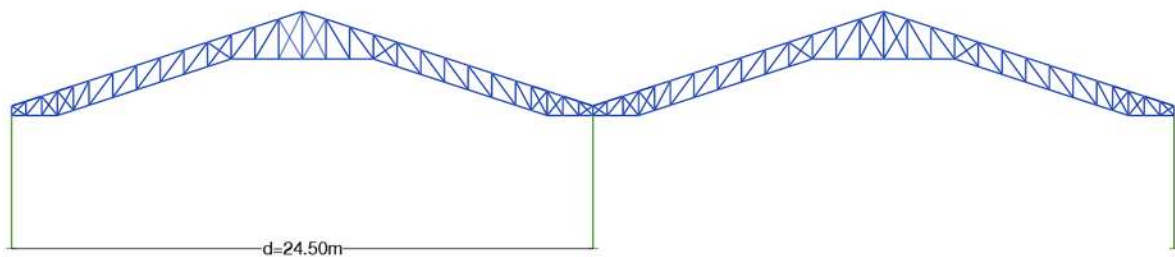


Figura AEAA-1.1.4(b) Dimensión de la estructura en dirección del viento, (metros)

En las Figuras AEAA-1.1.4(a-b), se muestran las dimensiones de altura promedio y ancho de la armadura.

Donde:

$\bar{h}$ = Altura promedio = 7.79m

d = Ancho de la armadura = 24.5m

$$\frac{\bar{h}}{d} = \frac{7.79}{24.5} = 0.32$$

TABLA AEAA-1.1.2(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA. CUBIERTA DE BARLOVENTO (CB) PARA $\gamma \geq 10^\circ$, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 6)

Inclinación del techo, cubierta de barlovento (CB) γ	Relación $\bar{h}/d$	C_{pe}
10°	≤ 0.25	-0.7, -0.3
15°		-0.5, 0.0
20°		-0.3, 0.2
25°		-0.2, 0.3
30°		-0.2, 0.4
35°		0.0, 0.5
$\geq 45^\circ$		0.0, $0.8\text{sen}\gamma$
10°	0.50	-0.9, -0.4
15°		-0.7, -0.3
20°		-0.4, 0.0
25°		-0.3, 0.2
30°		-0.2, 0.3
35°		-0.2, 0.4
$\geq 45^\circ$		0.0, $0.8\text{sen}\gamma$
10°	≥ 1.0	-1.3, -0.6
15°		-1.0, -0.5
20°		-0.7, -0.3
25°		-0.5, 0.0
30°		-0.3, 0.2
35°		-0.2, 0.3
$\geq 45^\circ$		0.0, $0.8\text{sen}\gamma$

Los coeficientes de presión exterior se estiman con base en los valores reportados en la Tabla AEAA-1.1.2(a), haciendo una interpolación de los valores de acuerdo con el ángulo de inclinación de la cubierta y la relación de aspecto, para $\gamma = 18^\circ$ y $\bar{h}/d=0.32$ se estiman los siguientes valores de las presiones:

Para $\gamma = 18^\circ$ C_{pe} ubicado entre -0.5 y -0.3	$C_{pe} = -0.38$
Para $\gamma = 18^\circ$ C_{pe} ubicado entre 0.0 y 0.2	$C_{pe} = 0.12$
Para $\gamma = 18^\circ$ C_{pe} ubicado entre -0.7 y -0.4	$C_{pe} = -0.52$
Para $\gamma = 18^\circ$ C_{pe} ubicado entre -0.3 y 0.0	$C_{pe} = -0.12$
Para $\bar{h}/d=0.32$ C_{pe} ubicado entre -0.38 y -0.52	$C_{pe} = -0.42$
Para $\bar{h}/d=0.32$ C_{pe} ubicado entre 0.12 y -0.12	$C_{pe} = 0.05$

Tabla AEAA-1.1.2(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA. CUBIERTA DE SOTAVENTO (CS) PARA $\gamma \geq 10^\circ$. CUBIERTAS TRANSVERSALES (CT) DE TECHOS A CUATRO AGUAS Y CUALQUIER ÁNGULO γ , (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 8)

Zona e inclinación del techo		Relación h/d	Ángulo de inclinación de la cubierta γ	C_{pe}
Inclinación del techo. Cubierta transversal (CT) de techos a cuatro aguas γ'	Cubierta de sotavento (CS) γ			
Cualquiera	$\gamma \geq 10^\circ$	≤ 0.25	10°	-0.3
			15°	-0.5
			20°	-0.6
		$\geq 25^\circ$	Para $b/d < 3$: -0.6 Para $3 < b/d < 8$: $-0.06(7+b/d)$ Para $b/d > 8$: -0.9	
		0.5	10°	-0.5
			15°	-0.5
			20°	-0.6
		$\geq 25^\circ$	Para $b/d < 3$: -0.6 Para $3 < b/d < 8$: $-0.06(7+b/d)$ Para $b/d > 8$: -0.9	
		≥ 1.0	10°	-0.7
			15°	-0.6
		$\geq 25^\circ$	Para $b/d < 3$: -0.6 Para $3 < b/d < 8$: $-0.06(7+b/d)$ Para $b/d > 8$: -0.9	

De igual forma utilizando la Tabla AEAA-1.1.2(b) se procede a estimar los coeficientes de presiones exteriores en la parte de la cubierta que se encuentra en sotavento, interpolando linealmente, para $\gamma = 18^\circ$ y $h/d=0.32$, se obtiene:

Para $\gamma = 18^\circ$ C_{pe} ubicado entre -0.5 y -0.6 $C_{pe} = -0.56$

Para $\gamma = 18^\circ$ C_{pe} ubicado entre -0.5 y -0.6 $C_{pe} = -0.56$

Para $h/d=0.32$ C_{pe} ubicado entre -0.56 y -0.56 $C_{pe} = -0.56$

En las Figuras AEAA-1.1.5(a-e) se resumen los coeficientes y sus valores correspondientes para calcular las presiones para cada uno de los casos que se deben considerar de acuerdo con el MOC (CFE, 2008).

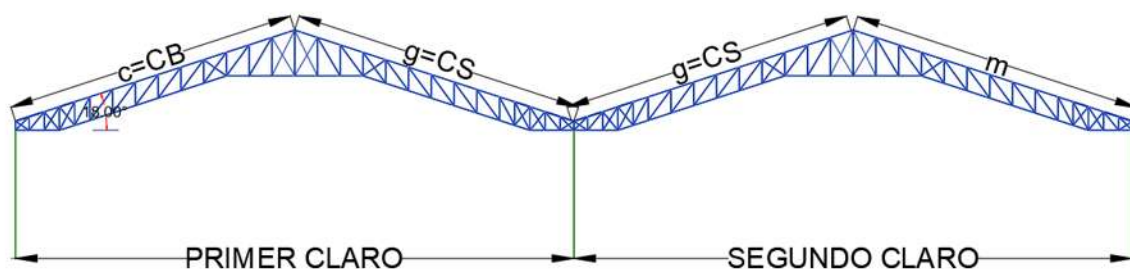


Figura AEAA-1.1.5(a) Coeficientes de cubierta de barlovento y sotavento aplicados en cubierta con claros múltiples

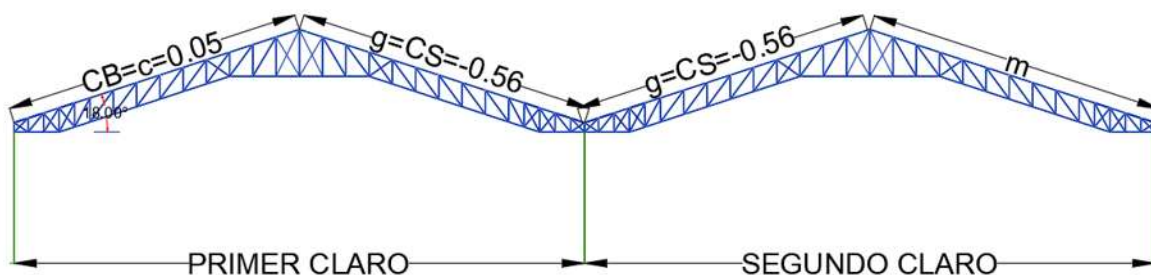


Figura AEAA-1.1.5(b) Valores de coeficientes de cubierta de barlovento y sotavento primer caso

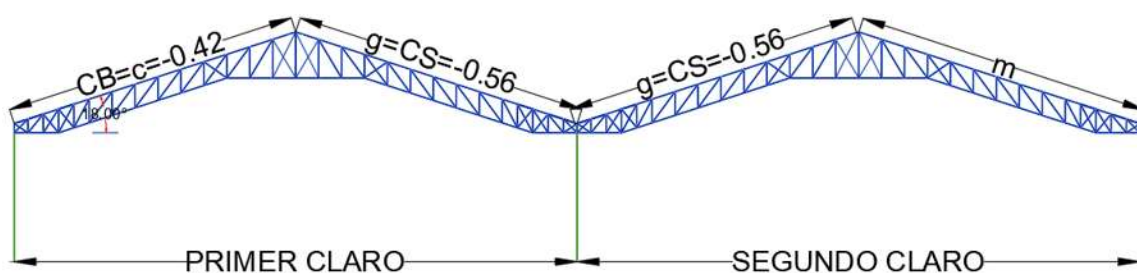


Figura AEAA-1.1.5(c) Valores de coeficientes de cubierta de barlovento y sotavento segundo caso

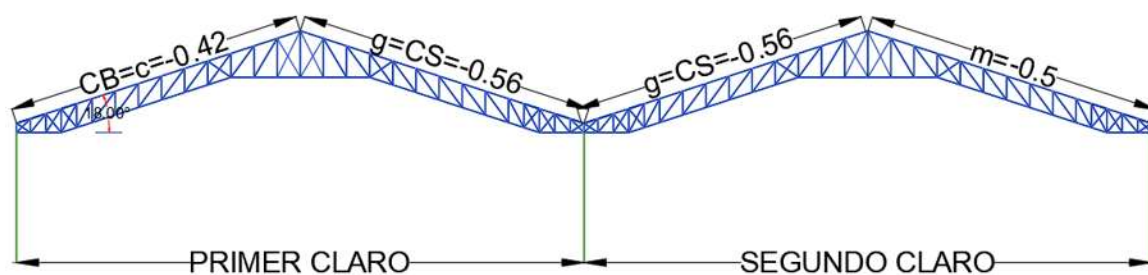


Figura AEAA-1.1.5(d) Valores de coeficientes para toda la cubierta con viento en dirección de 0° primer caso

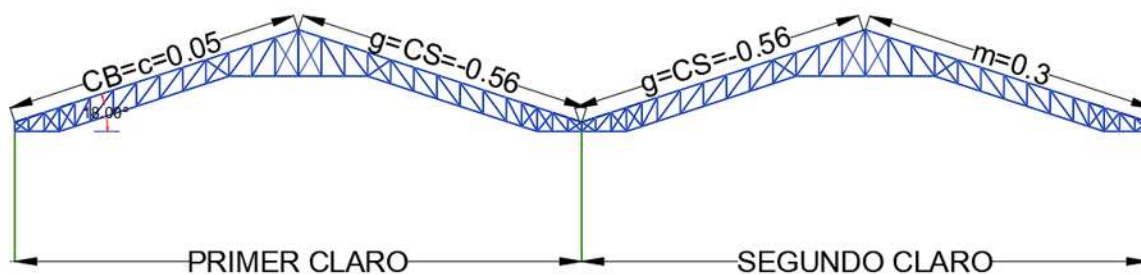


Figura AEAA-1.1.5(e) Valores de coeficientes para toda la cubierta con viento en dirección de 0° segundo caso

AEAA-1.1(b) DIRECCIÓN DEL VIENTO $\theta=90^\circ$ Y $\theta=270^\circ$

En la dirección paralela a las generatrices ($\theta = 90^\circ$ o $\theta = 270^\circ$), los coeficientes de presión exterior para los techos deberán obtenerse la Tabla AEAA-1.1.2(b), pero adicionándoles el valor dado por $[-0.05 (n - 1)]$ en la región de 0 a 1h a partir de la arista superior del borde de barlovento; $n \leq 4$ es el número total de claros (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 22).

Como se mostró en la Figura AECA-4.3.2.1(b) el número de claros es igual a 2, por lo tanto: $n=2$.

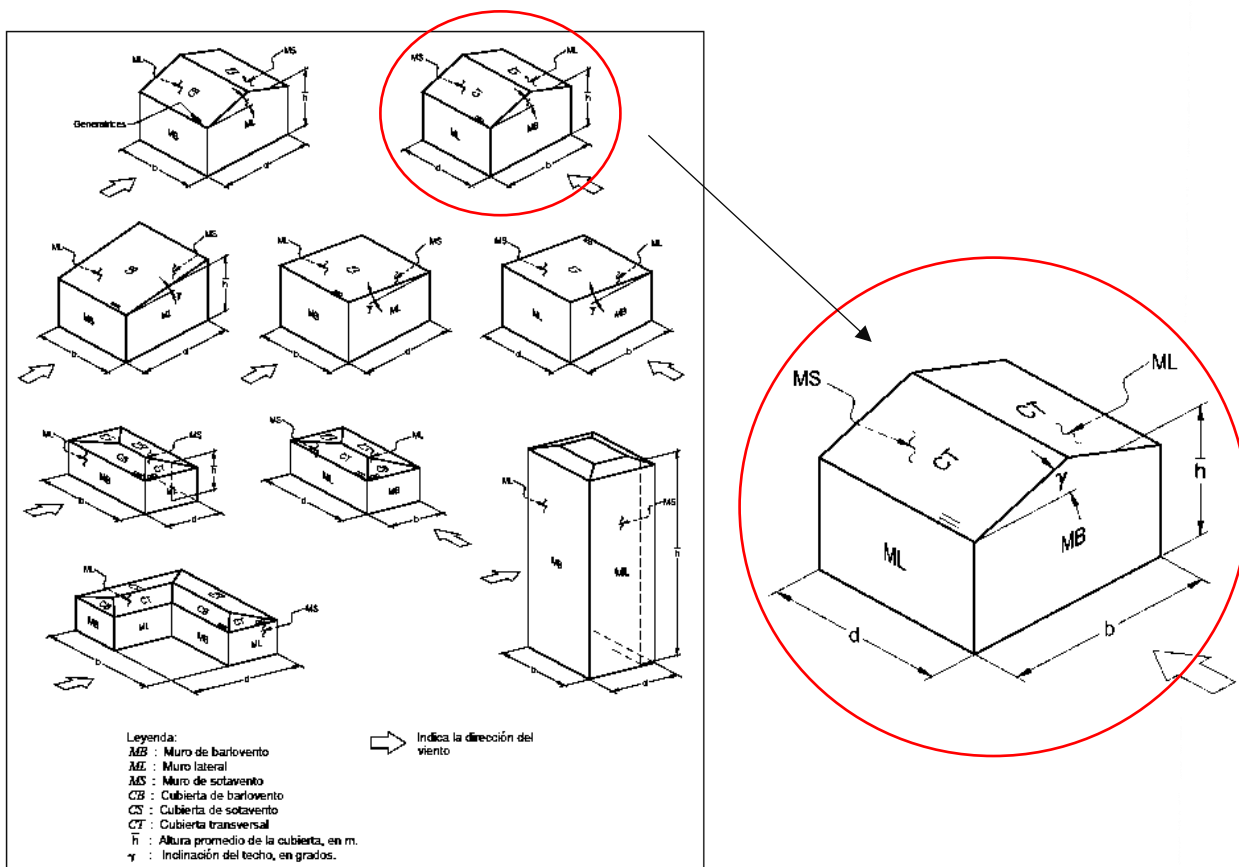


Figura AEAA-1.1.6 Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada, (CFE, 2008, pág. 4.3 l. 9)

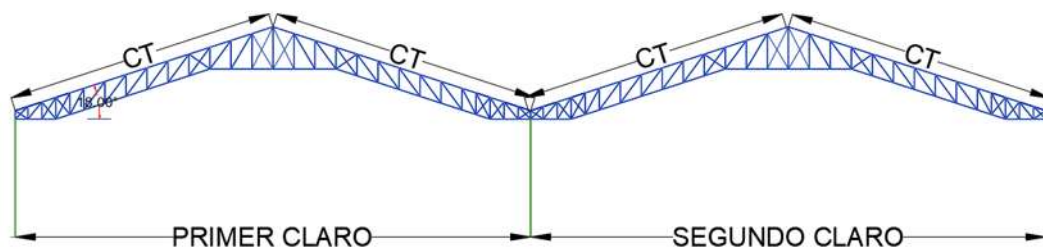


Figura AEAA-1.1.7 Coeficientes para el techo en estudio con una dirección del viento de 90°

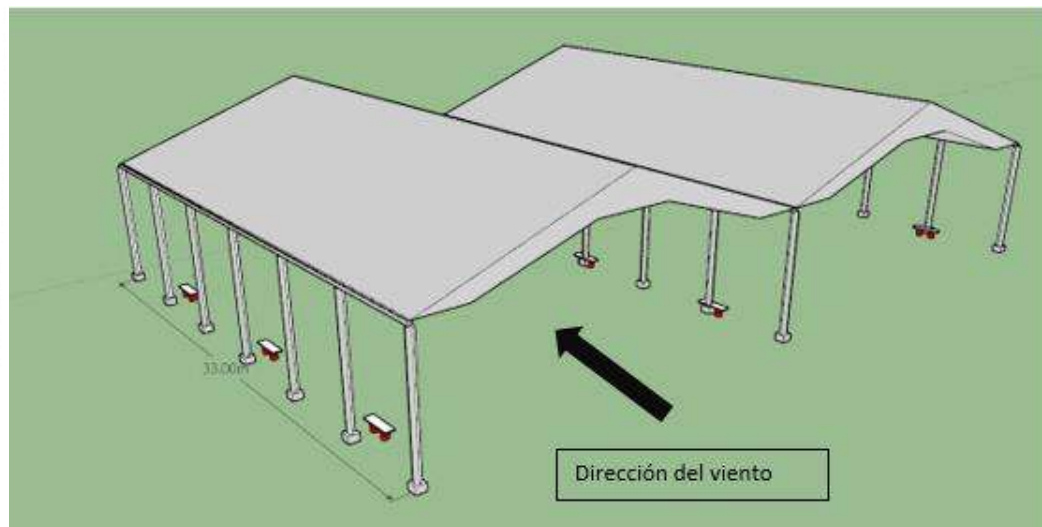


Figura AEAA-1.1.8 Dimensión de la estructura en dirección del viento, (metros)

En la Figuras AEAA-1.1.7 y AEAA-1.1.8, se muestran los coeficientes y dimensiones para la cubierta transversal, éstas mismas corresponden al viento en dirección de 90°.

$$\gamma = 18^\circ$$

$$b = 24.5\text{m}$$

$$d = 33.0\text{m}$$

$$h = 7.79\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7.79}{33.0} = 0.24$$

$$\frac{d}{b} = \frac{33.0}{24.5} = 1.35$$

Tabla AEAA-1.1.3(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA. CUBIERTA DE BARLOVENTO (CB) Y CUBIERTA DE SOTAVENTO (CS) PARA $\gamma \leq 10^\circ$. CUBIERTAS TRANSVERSALES (CT) DE TECHOS A UNA O DOS AGUAS Y CUALQUIER ÁNGULO γ , (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 7)

Zona e inclinación del techo		Relación $\bar{h}/d$	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	C_{pe}	
Cubierta transversal (CT) de techos a una o dos aguas γ'	Cubierta de barlovento (CB) y sotavento (CS) γ			Caso 1	Caso 2
Cualquiera	$\gamma < 10^\circ$	≤ 0.5	0 a $0.5\bar{h}$	-0.9	-0.4
			$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.9	-0.4
			$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.5	0
			$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.3	0.1
			$> 3\bar{h}$	-0.2	0.2
		≥ 1.0	0 a $0.5\bar{h}$	-1.3	-0.6
			$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.7	-0.3
			$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3) ⁽¹⁾
			$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)
			$> 3\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)

En la Tabla AEAA-1.1.3(a) se muestran los coeficientes y condiciones para la cubierta transversal, los cuales se aplican tomando como referencia la altura promedio $\bar{h}$. Como se muestra en la Figura AEAA-1.1.4(a), la altura promedio es $\bar{h} = 7.79\text{m}$; por lo tanto, aplicando la condición para cubierta trasversal se obtienen los valores de los coeficientes correspondientes para obtener las presiones exteriores (Tabla AEAA-1.1.3(b)), con la distribución longitudinal que se ejemplifica en las Figuras AEAA-1.1.9(a-c).

Tabla AEAA-1.1.3(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} PARA EL CASO DE ESTUDIO, CON UNA DIRECCIÓN DEL VIENTO DE 90°

$\bar{h}$ (m)	Condición	Condición (m)	C_{pe}	
			Caso 1	Caso 2
7.79	0 a 0.5h	0-3.90	-0.90	-0.40
	0.5h a 1h	3.90-7.79	-0.90	-0.40
	1h a 2h	7.79-15.58	-0.50	0.00
	2h a 3h	15.58-23.37	-0.30	0.10
	$\geq 3h$	23.37-33.00	-0.20	0.20

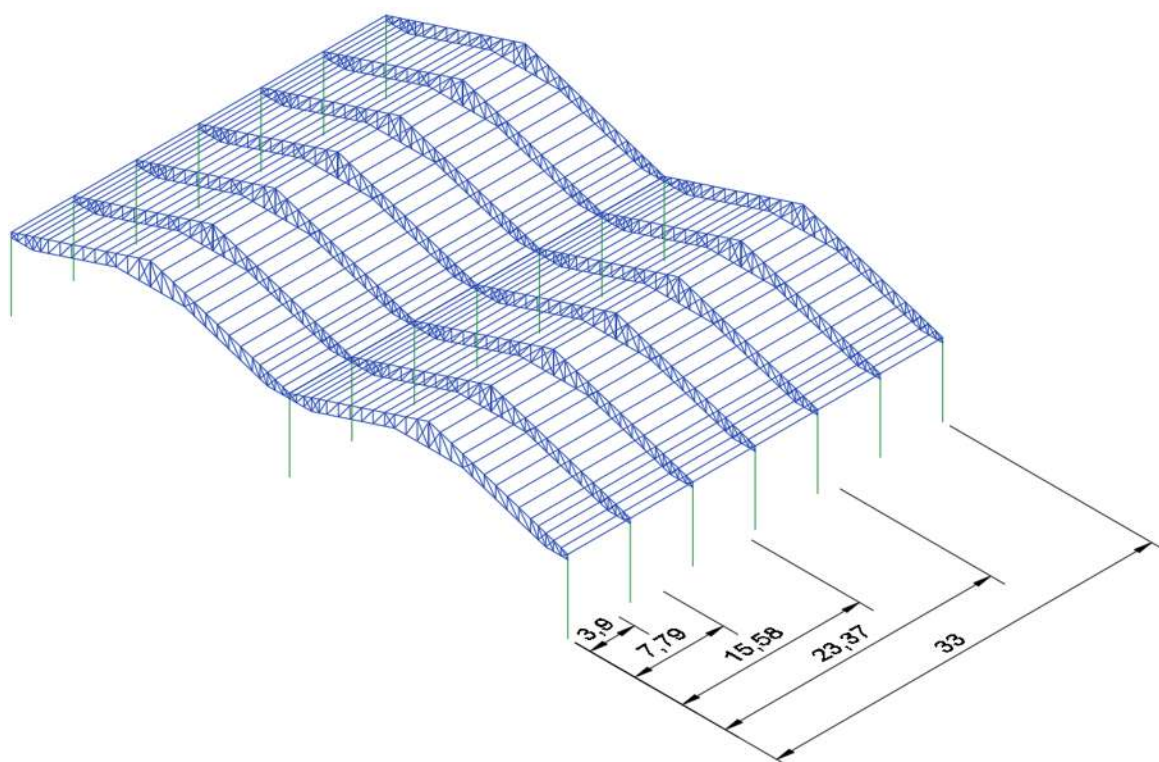


Figura AEAA-1.1.9(a) Definición de zonas de cubierta transversal para la aplicación de los coeficientes de presión exterior, longitud en metros

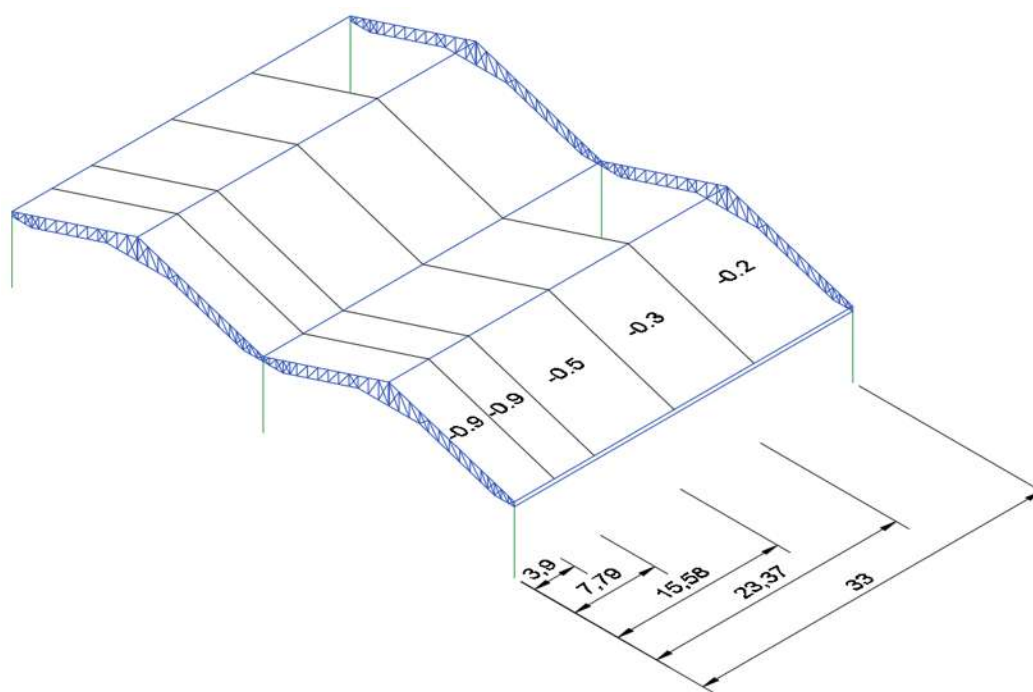


Figura AEAA-1.1.9(b) Coeficientes para cubierta transversal, primer caso.

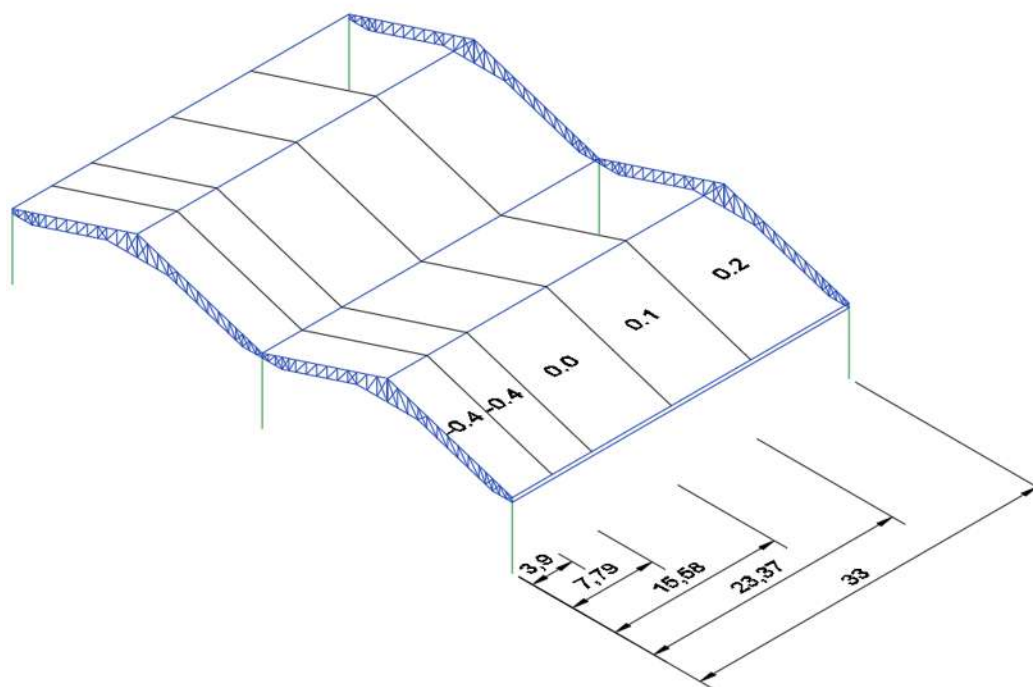


Figura AEAA-1.1.9(c) Coeficientes para cubierta transversal, segundo caso.

AEAA-1.2 PRESIONES EXTERIORES

La presión exterior, p_e , sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calculará utilizando la siguiente ecuación.

$$p_e = C_{pe} K_A K_L q_z \quad (\text{Ec. AEAA-1.2})$$

en donde:

p_e = la presión exterior, en (kg/m^2),

C_{pe} = coeficiente de presión exterior, adimensional,

K_A = factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional,

K_L = factor de presión local, adimensional

q_z = presión dinámica de base del viento, en (kg/m^2)

La altura de referencia para la que se calcula q_z , será la altura promedio, $\bar{h}$, para muros de sotavento, laterales y techo. La presión dinámica en la base $q_z = 180.63 \text{ kg/m}^2$ de acuerdo con el inciso AAA-2.5, calculado anteriormente. Cuando el valor de C_{pe} sea positivo, se tratará de un empuje sobre el área en cuestión; cuando sea negativo, se tratará de una succión (CFE, 2008, págs. 4.3 I. 4-5).

AEAA-1.2.1 FACTOR DE REDUCCIÓN DE PRESIÓN POR TAMAÑO DE ÁREA, K_A

“Los valores del factor de reducción de presión por tamaño de área, K_A , se indican en las Tablas AEAA-1.2.1(a-c) y sólo se aplican a las presiones exteriores” (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 10).

Tabla AEAA-1.2.1(a) FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A , PARA TECHOS, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 11)

Área tributaria en m ² A	Factor de reducción K_A
≤ 10	1.0
25	0.9
≥ 100	0.8

El área tributaria es aquella sobre la cual se considera que actúa la presión de diseño; por ejemplo, en el caso de un sujetador de recubrimiento, ésta será el área tributaria que retendrá, en el caso de un larguero, ésta será la que resulte del producto del claro entre vigas o columnas principales por la separación entre los largueros, y para la estructura principal, su área tributaria será la que le corresponda según la distribución de marcos o elementos de carga principales.

La presión exterior, p_e , se verá afectada por el factor K_A cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada:

- Estructura principal que soporta techos y muros laterales,*
- Recubrimientos de esos techos y muros,*
- Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como los largueros), y*
- Sistemas de sujeción de dichos recubrimientos (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 11).*

Tabla AEAA-1.2.1(b) FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A , PARA EL DISEÑO DE LARGUEROS

FACTOR DE REDUCCIÓN K_A , CORRESPONDIENTE AL DISEÑO DE LARGUEROS			
Claro entre columnas (m)	Separación entre largueros. (m)	Área Tributaria (m ²)	Factor de Reducción K_A
24.50	0.63	15.44	0.90
	0.70	17.15	0.90
	0.70	17.15	0.90
	0.70	17.15	0.90
	0.70	17.15	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90
	1.05	25.73	0.90

Tabla AEAA-1.2.1(c) FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A , PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

FACTOR DE REDUCCIÓN K_A , CORRESPONDIENTE AL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL			
Claro entre armaduras (m)	Claro entre columnas (m)	Área Tributaria (m ²)	Factor de Reducción K_A
5.50	24.50	134.75	0.80

AEAA-1.2.2 FACTOR DE PRESIÓN LOCAL, K_L

El factor de presión local, K_L , se obtendrá de la Tabla AEAA-1.2.2(a) para las áreas de afectación indicadas en las Figuras AEAA-1.2.2(a-b) y afectará sólo a las presiones exteriores, las cuales a su vez se combinarán con las interiores. Para el diseño, se considerarán los valores de K_L que causen los efectos más adversos. Sin embargo, se tomará como 1.0 si la combinación de presiones exteriores e interiores resulta así más desfavorable.

La presión exterior, p_e , será afectada por el factor K_L cuando se diseñen los siguientes elementos:

- Recubrimientos de techos y muros de barlovento y laterales,*
- Elementos que soportan los recubrimientos (tales como los largueros), y*
- Sistemas de sujeción de los recubrimientos.*

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de sotavento, este factor también se tomará igual a la unidad.

Cuando el área de un elemento de recubrimiento, o el área tributaria de un miembro de soporte de éste, exceda las áreas de afectación indicadas en la Tabla AEAA-1.2.2(a), el factor de presión local, K_L , será igual a 1.0 para el área restante de dicho elemento.

Al aplicar el factor de presión local, el límite negativo del producto $K_L C_{pe}$ será de -2.0 (CFE, 2008, págs. 4.3 I. 11-12).

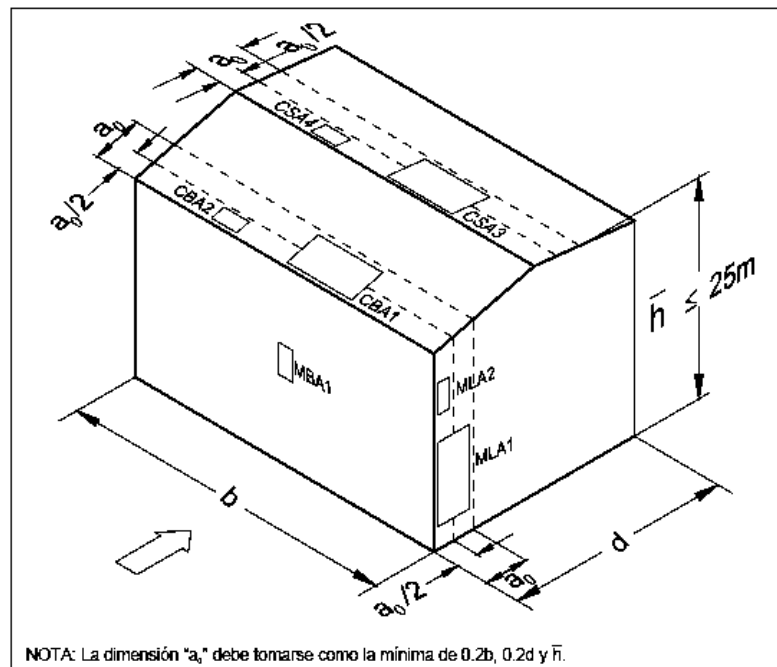


Figura AEAA-1.2.2(a) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 14)

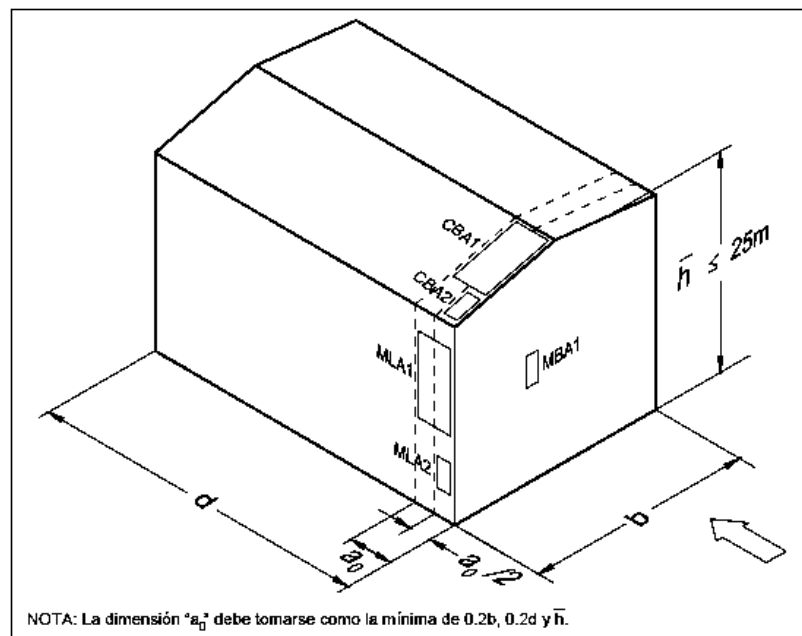


Figura AEAA-1.2.2(b) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 15)

“Para viento normal a las generatrices, es decir viento en dirección de 0 ó 180°C”.

La dimensión “ a_0 ” debe tomarse como la mínima de 0.2b, 0.2d y $\bar{h}$.

$$0.2b = 0.2(33.0) = 6.6\text{m}$$

$$0.2d = 0.2(24.5) = 4.9\text{m}$$

$$\bar{h} = 7.79\text{m}$$

Por lo tanto, $a_0=4.9\text{m}$.

“Para viento paralelo a las generatrices, es decir viento en dirección de 90 ó 270°C”.

La dimensión “ a_0 ” debe tomarse como la mínima de 0.2b, 0.2d y $\bar{h}$.

$$0.2b = 0.2(24.5) = 4.9\text{m}$$

$$0.2d = 0.2(33.0) = 6.6\text{m}$$

$$\bar{h} = 7.79\text{m}$$

Por lo tanto, $a_0=4.9\text{m}$.

Tabla AEAA-1.2.2(a) FACTOR DE PRESIÓN LOCAL, K_L , PARA RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 13)

Presión externa	Referencia de las áreas	$\bar{h}$ (m)	Área de afectación A_f (m ²)	Proximidad al borde	K_L
Empuje (+)	MBA1	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	Cualquiera	1.25
Succión (-)	CBA1	Cualquiera	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	CBA2	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	CSA3	Cualquiera	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	CSA4	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	MLA1	≤ 25	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	MLA2		$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	MLA3	> 25	$\leq 0.25 a_0^2$	$> a_0$	1.50
	MLA4		$\leq a_0^2$	$< a_0$	2.00
	MLA5		$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	3.00
Todas las otras áreas, empuje o succión.	---	Cualquiera	---	---	1.00

Nota: Si un área de recubrimiento está sometida a más de un caso de los indicados en esta Tabla, utilice el mayor valor obtenido para tales casos.

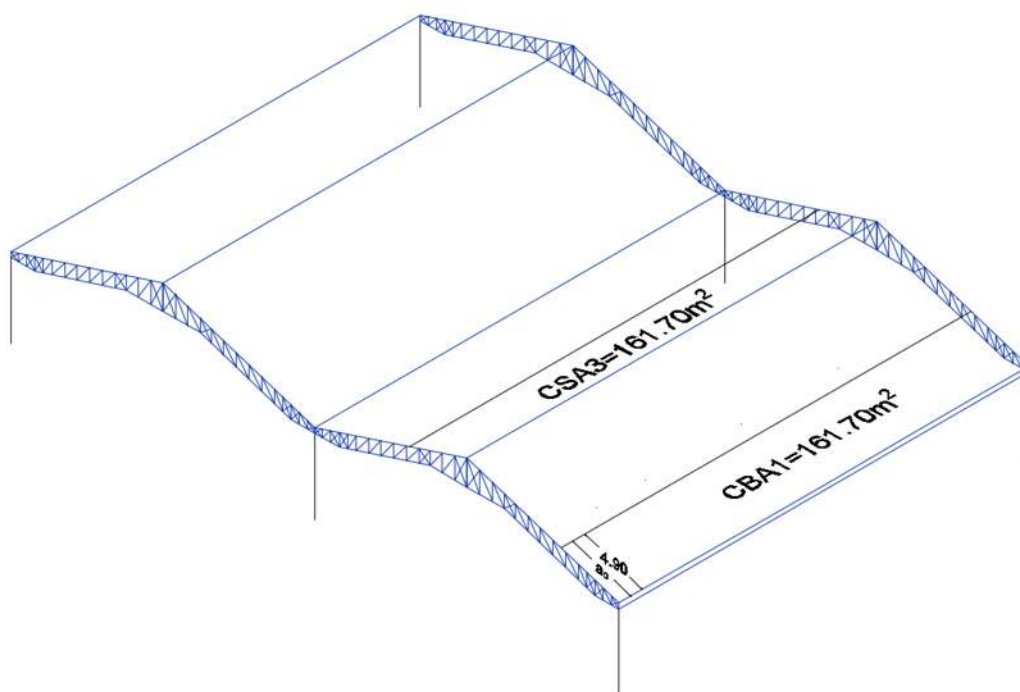


Figura AEAA-1.2.2(c) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices

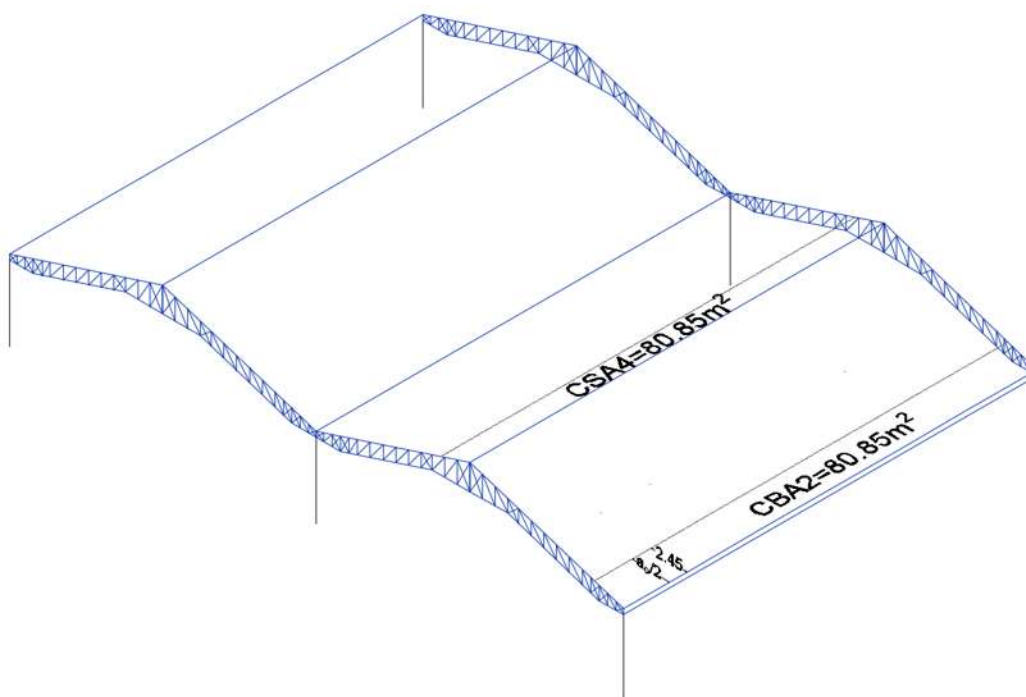


Figura AEAA-1.2.2(d) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento normal a las generatrices

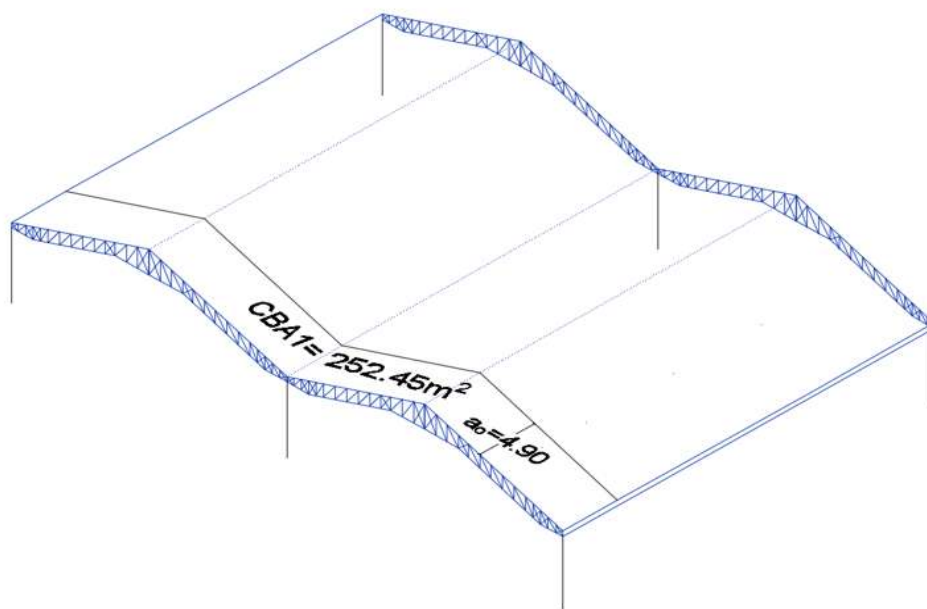


Figura AEAA-1.2.2(e) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices

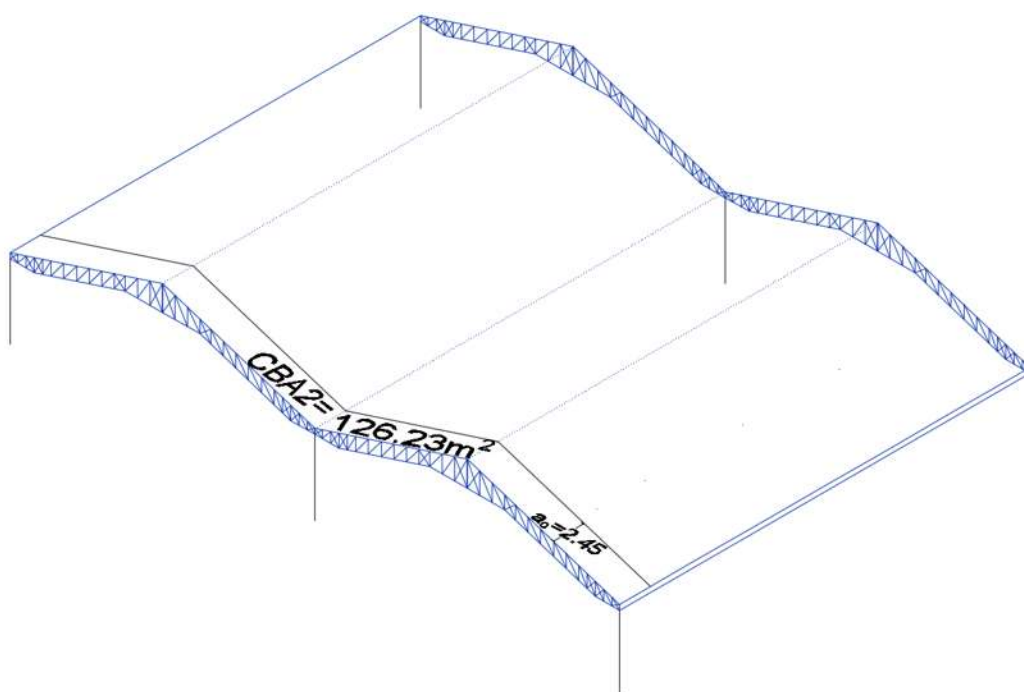


Figura AEAA-1.2.2(f) Áreas de afectación correspondientes a los factores de presión local, K_L , para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices

El área de afectación deberá compararse con el área tributaria para definir en qué zona se aplican los valores de K_L que aquí se indican.

Cuando el área de un elemento de recubrimiento, o el área tributaria de un miembro de soporte a éste, exceda las áreas de afectación indicadas en la Tabla AEAA-1.2.2(a), el factor de presión local, K_L , será igual a 1.0 para el área restante de dicho elemento. Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de sotavento, este factor también se tomará igual a la unidad (CFE, 2008, pág. 4.3 l. 12).

Tabla AEAA-1.2.2(b) CONDICIONES PARA APLICAR EL FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE LARGUEROS, CON VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

a_o	Referencia de las áreas	Área de Afectación A_f (m2)	Condición del área de Afectación A_f (m2)	Proximidad al borde	Condición de proximidad al borde (m)	Factor de presión local K_L
4.90	CBA1	161.70	$\leq$ 24.01	-	$<$ 4.9	1.5
	CBA2	80.85	$\leq$ 6.00	-	$<$ 2.45	2
	CSA3	161.60	$\leq$ 24.01	-	$<$ 4.9	1.5
	CSA4	80.85	$\leq$ 6.00	-	$<$ 2.45	2
	OTRAS ÁREAS	-	-	-	-	1

El área de afectación se tomará igual a la que resulte menor de las mostradas en las Figuras AEAA-1.2.2(c-d) y la condición mostrada en la Tabla AEAA-1.2.2(b).

En la Tabla AEAA-1.2.2(c) se muestran los valores del factor de presión local únicamente para el primer claro de la estructura, en el manual de la CFE (2008) no se especifican el valor de presión local para estructuras con claros múltiples. Por lo tanto, se tomará el caso más crítico, el cual resulta de colocar los factores de presión local igual en ambos claros.

FACTOR DE PRESIÓN LOCAL K_L , CORRESPONDIENTE AL DISEÑO DE LARGUEROS PARA VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES					
Claro entre columnas (m)	Separación entre largueros. (m)	Referencia de las áreas	Área Tributaria (m ²)	Proximidad al borde (m)	Factor de presión local K_L
24.50	0.63	CBA	15.44	0.63	1.5
	0.70	CBA	17.15	1.33	1.5
	0.70	CBA	17.15	2.03	1.5
	0.70	CBA	17.15	2.73	1.5
	0.70	CBA	17.15	3.43	1.5
	1.05	CBA	25.73	4.48	1
	1.05	CBA	25.73	5.53	1
	1.05	CBA	25.73	6.58	1
	1.05	CBA	25.73	7.63	1
	1.05	CBA	25.73	8.68	1
	1.05	CBA	25.73	9.73	1
	1.05	CBA	25.73	10.78	1
	1.05	CBA	25.73	11.83	1
	1.05	CBA	25.73	12.88	1
	1.05	CSA	25.73	1.05	1
	1.05	CSA	25.73	2.10	1
	1.05	CSA	25.73	3.15	1
	1.05	CSA	25.73	4.20	1
	1.05	CSA	25.73	5.25	1
	1.05	CSA	25.73	6.30	1
	1.05	CSA	25.73	7.35	1
	1.05	CSA	25.73	8.40	1
	1.05	CSA	25.73	9.45	1
	0.70	CSA	17.15	10.15	1
	0.70	CSA	17.15	10.85	1
	0.70	CSA	17.15	11.55	1
	0.70	CSA	17.15	12.25	1
	0.63	CSA	15.44	12.88	1

Tabla AEAA-1.2.2(d) CONDICIONES PARA APLICAR EL FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE LARGUEROS, CON VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

a_o	Referencia de las áreas	Área de Afectación A_f (m ²)	Condición del área de Afectación A_f (m ²)	Proximidad al borde	Condición de proximidad al borde (m)	Factor de presión local K_L
4.90	CBA1	252.45	≤ 24.01	-	< 4.9	1.5
	CBA2	126.23	≤ 6.00	-	< 2.45	2
	OTRAS ÁREAS	-	-	-	-	1

En el caso del viento paralelo a las generatrices la proximidad de los largueros al borde varía desde 0 hasta 5.5m, se optó por tomar el factor K_L para una proximidad de 5.5m ya que es más desfavorable. En la Tabla AEAA-1.2.2(e) se reporta solamente el factor para el primer marco, en los marcos posteriores el valor del Factor K_L es igual a 1, debido a que los largueros están muy alejados del borde.

Tabla AEAA-1.2.2(e) FACTOR DE PRESIÓN LOCAL PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE SOPORTE EN EL PRIMER MARCO, CON VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

FACTOR DE PRESIÓN LOCAL K_L , CORRESPONDIENTE AL DISEÑO DE LARGUEROS PARA VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES					
Claro entre columnas (m)	Separación entre largueros. (m)	Referencia de las áreas	Área Tributaria (m2)	Proximidad al borde (m)	Factor de presión local K_L
24.50	0.63	CBA	15.44	0-5.5	1.5
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1.5
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1.5
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1.5
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1.5
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	1.05	CBA	25.73	0-5.5	1
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1
	0.70	CBA	17.15	0-5.5	1
	0.63	CBA	15.44	0-5.5	1

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción este factor también se tomará igual a la unidad (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 12).



Figura AEAA1.2.2(g) Factores de presión local, para viento normal a las generatrices

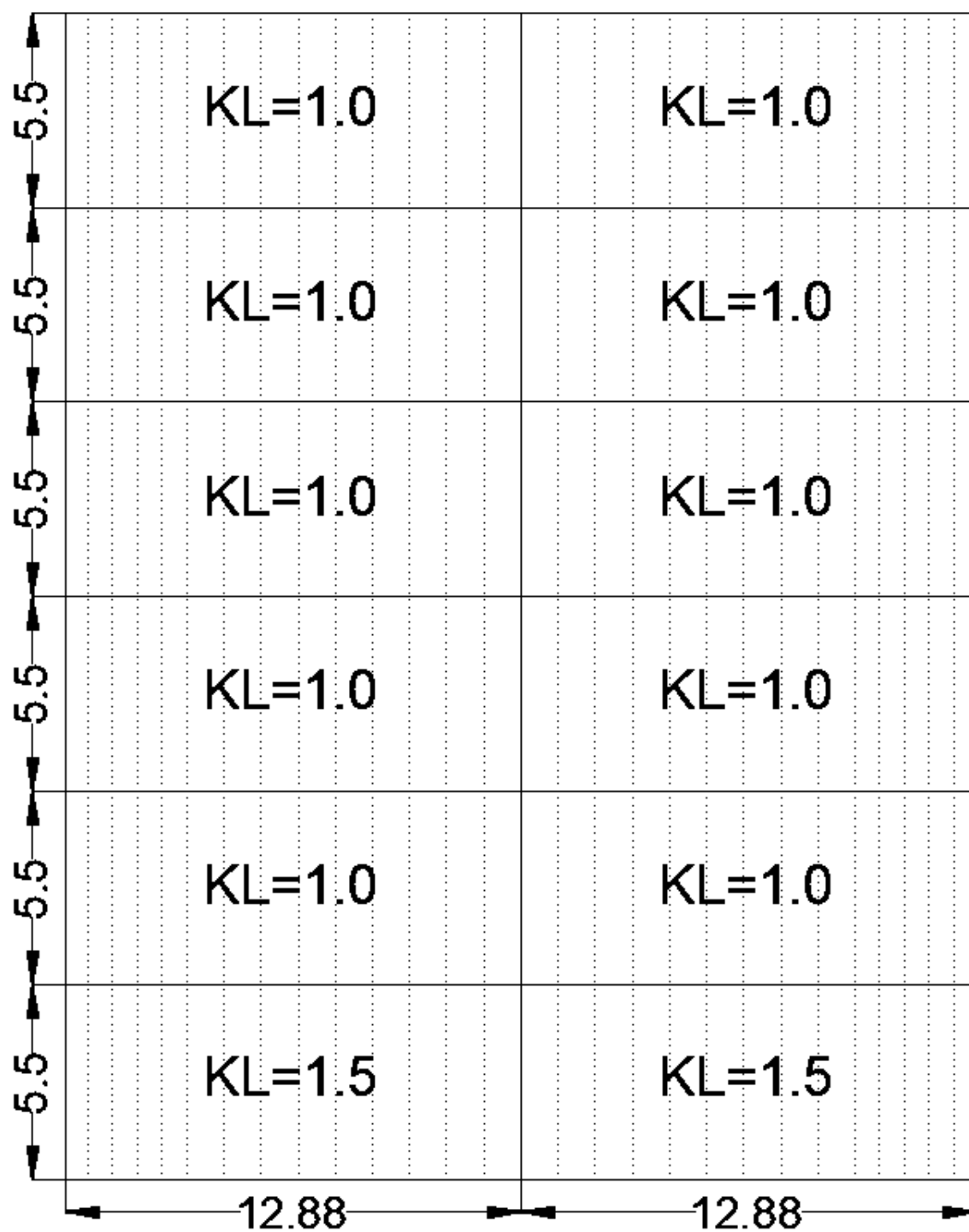


Figura AEAA1.2.2(h) Factores de presión local, para viento paralelo a las generatrices

AEAA-1.2.3 REPRESENTACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES

Tabla AEAA-1.2.3(a) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE, PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

P_e (kg/m ²)						
Para el diseño de la estructura principal						
Dirección 0°					Dirección 90°	
c caso 1	c caso 2	g	m caso 1	m caso 2	CT caso 1	CT caso 2
-60.69	7.23	-80.92	-72.25	43.35	-130.05	-57.80
					-130.05	-57.80
					-72.25	0.00
					-43.35	14.45
					-28.90	28.90

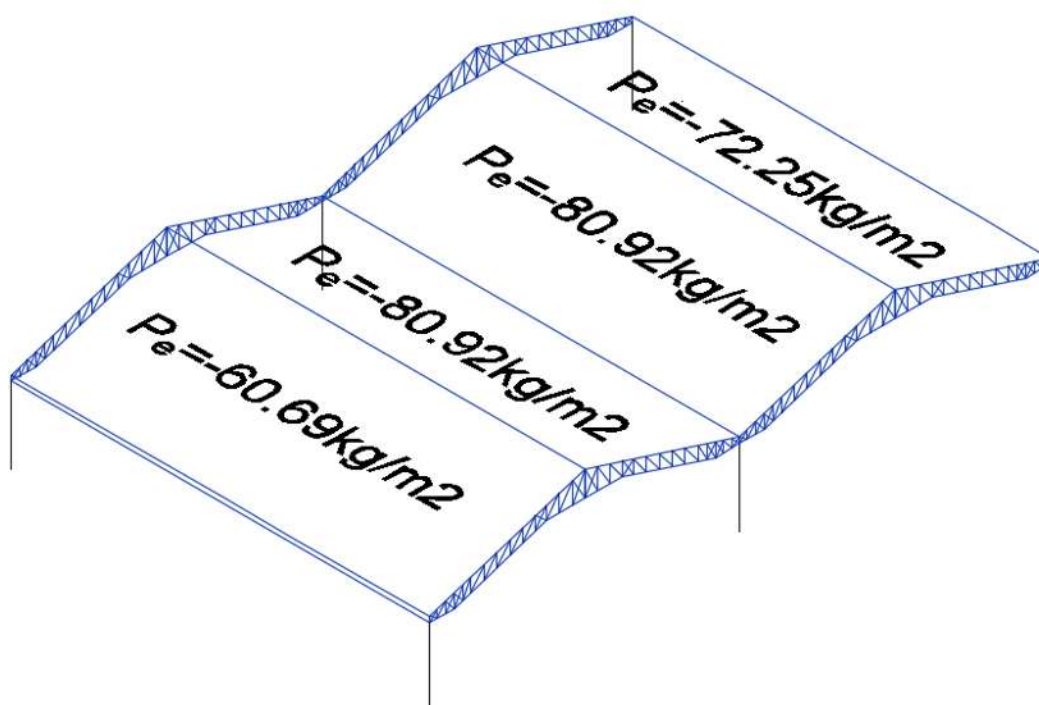


Figura AEAA-1.2.3(a) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de la estructura principal, caso 1

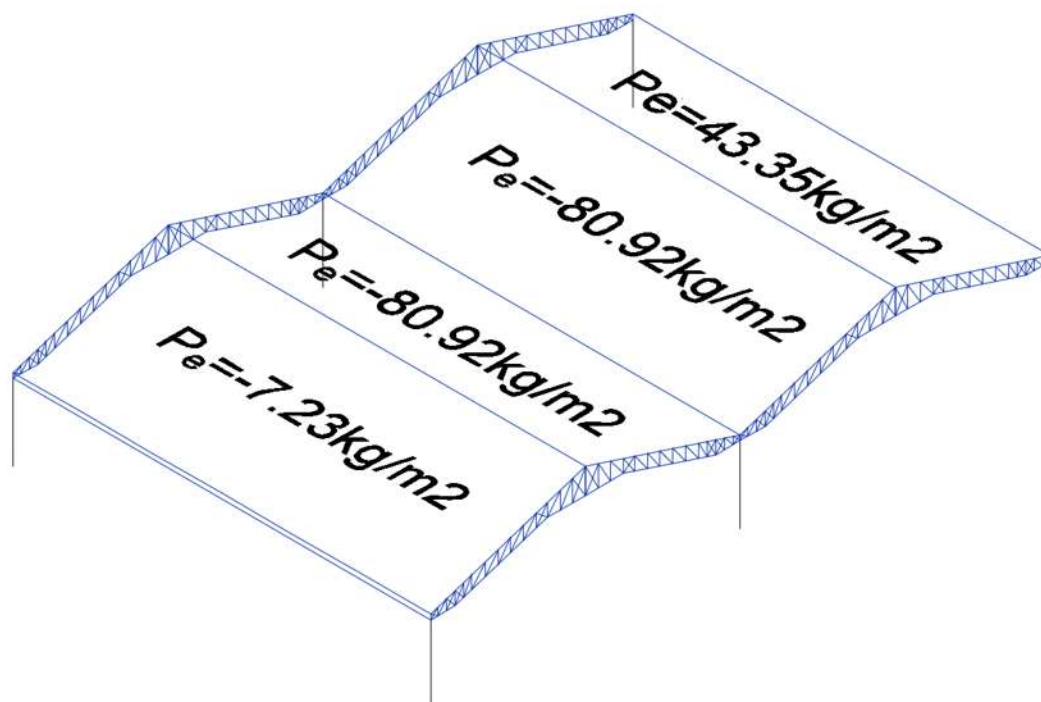


Figura AEAA-1.2.3(b) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0° , para el diseño de la estructura principal, caso 2

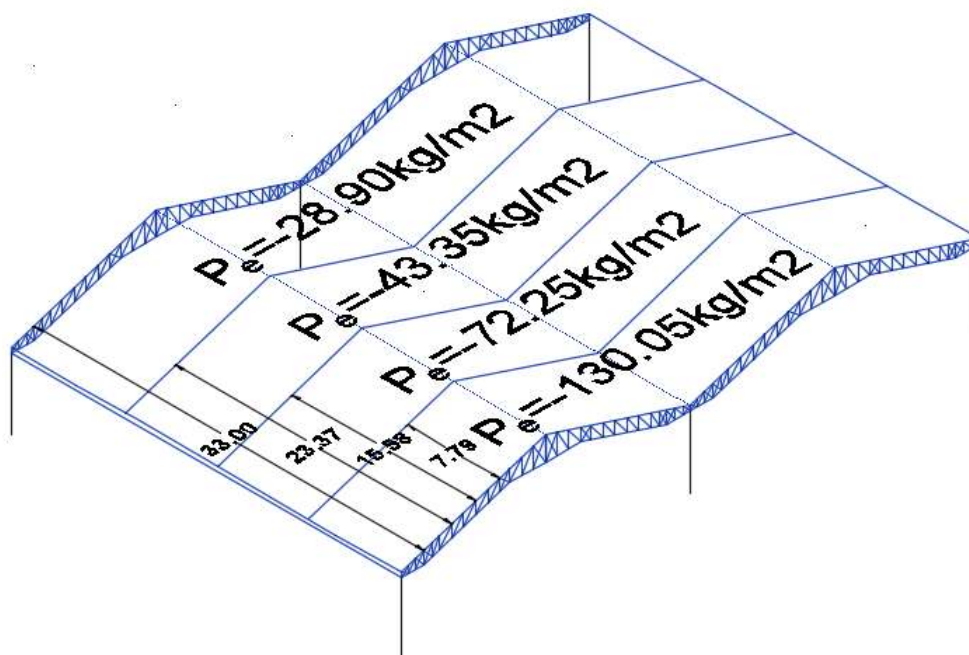


Figura AEAA-1.2.3(c) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90° , para el diseño de la estructura principal, caso 1

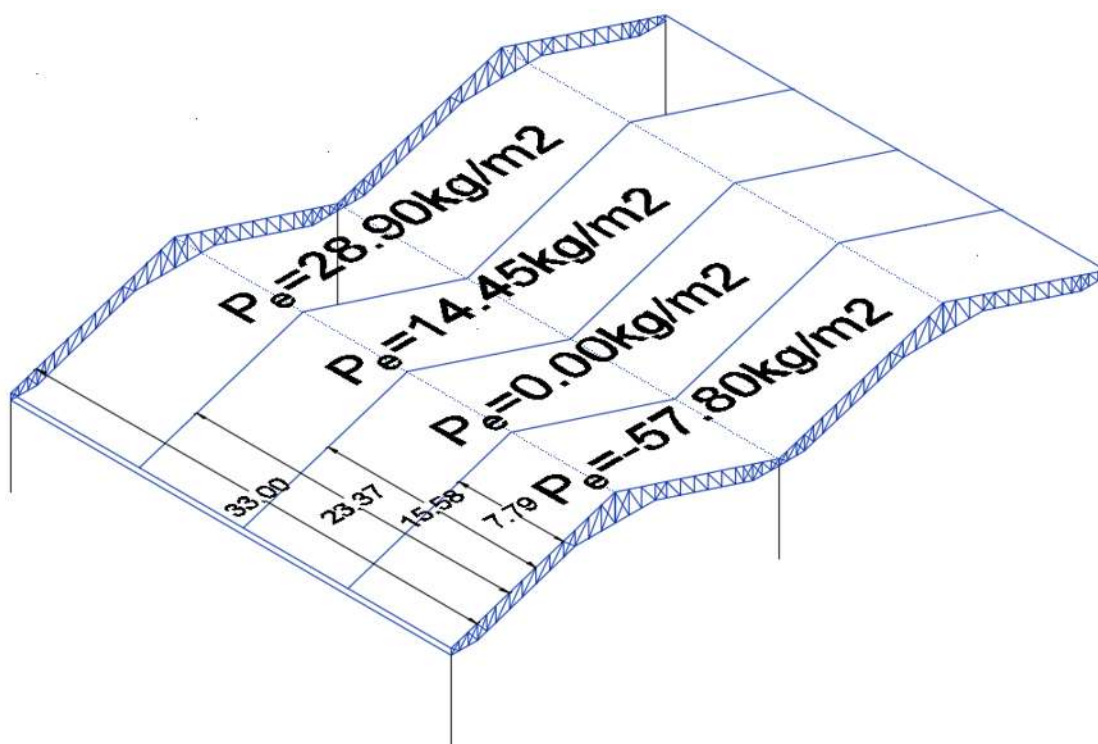


Figura AEAA-1.2.3(d) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90°, para el diseño de la estructura principal, caso 2

Tabla AEAA-1.2.3(b) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE, PARA EL DISEÑO DE LOS LARGUEROS O DE LA CUBIERTA

P_e (kg/m ²)													
Para el diseño de los largueros													
Dirección 0°										Dirección 90°			
c caso 1		c caso 2		g		m caso 1		m caso 2		CT caso 1		CT caso 2	
KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL	KL
-102.42	-68.28	12.19	8.13	-136.56	-91.04	-121.93	-81.28	73.16	48.77	-219.47	-146.31	-97.54	-65.03
										-219.47	-146.31	-97.54	-65.03
										-121.93	-81.28	0.00	0.00
										-73.16	-48.77	24.39	16.26
										-48.77	-32.51	48.77	32.51

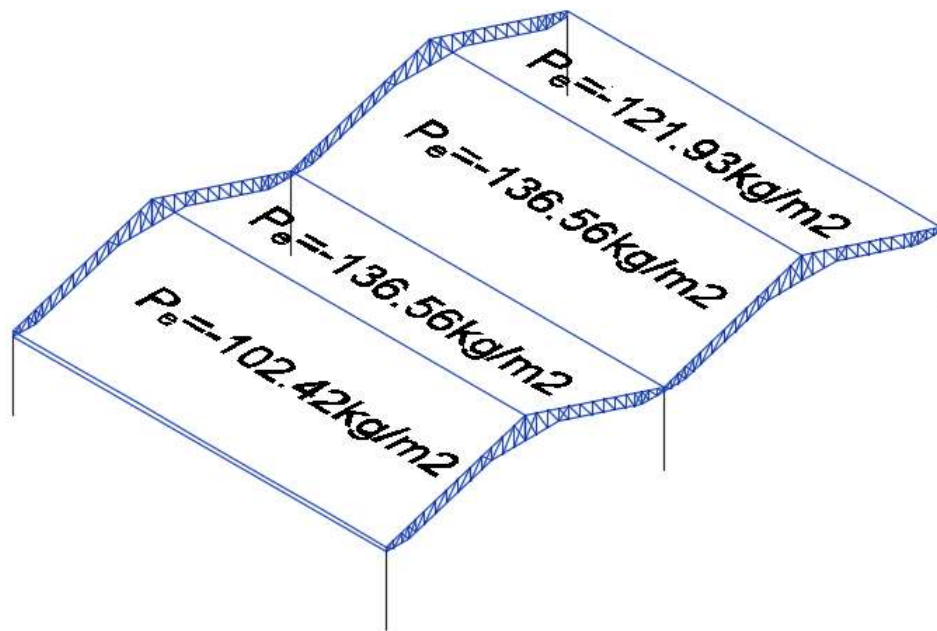


Figura AEAA-1.2.3(e) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0° , para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local KL caso 1

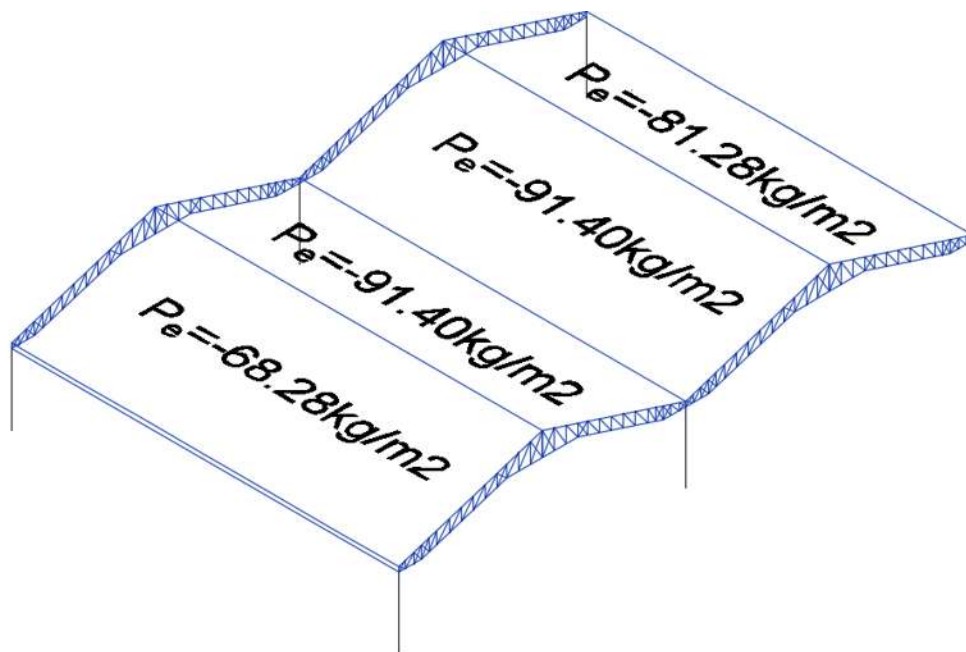


Figura AEAA-1.2.3(f) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0° , para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local KL caso 2

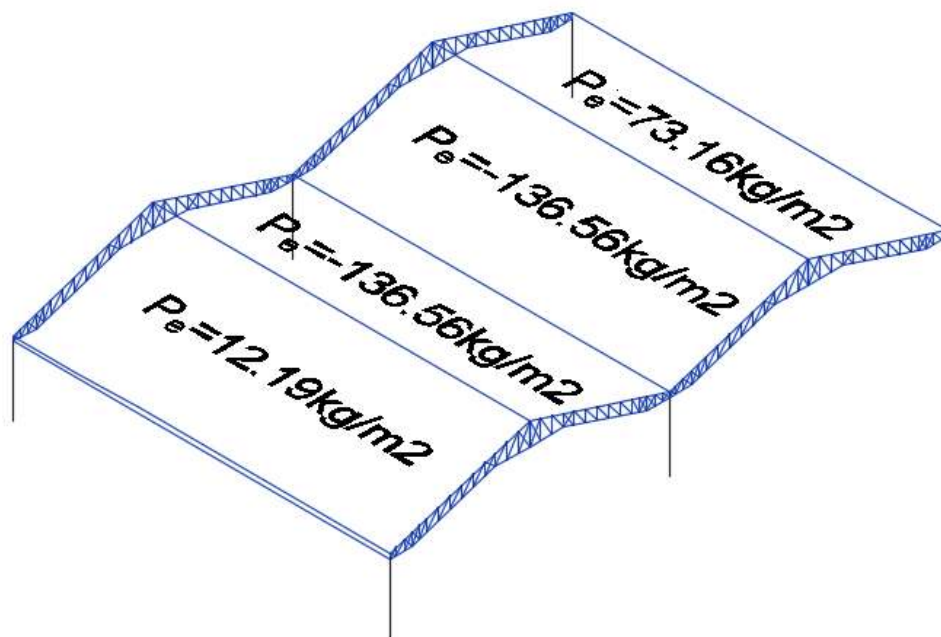


Figura AEAA-1.2.3(g) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local KL caso 1

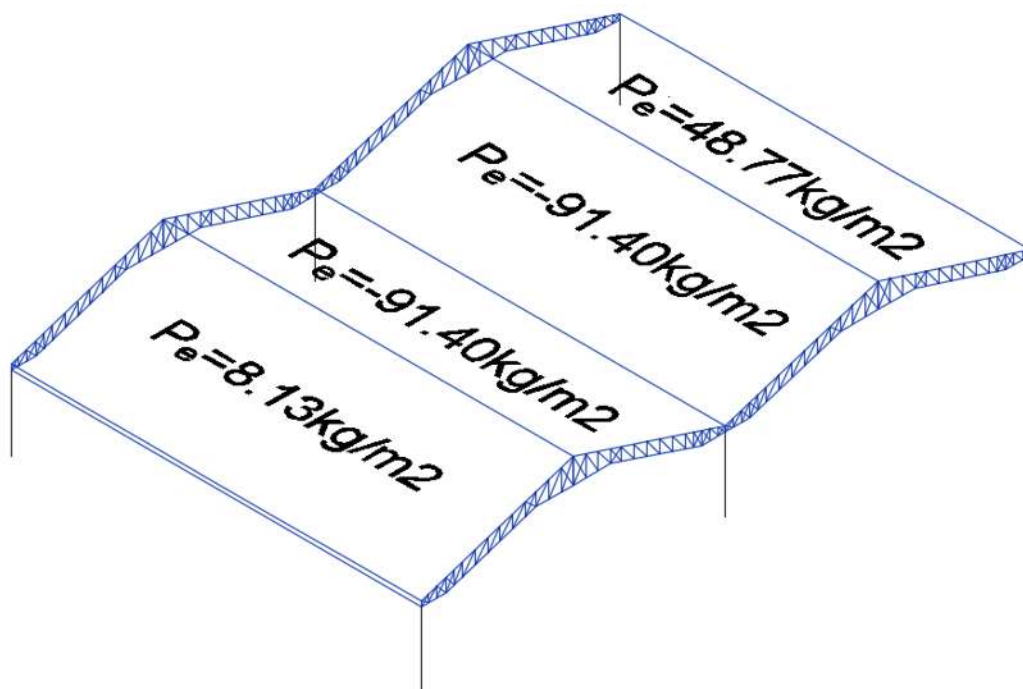


Figura AEAA-1.2.3(h) Presión exterior actuante con viento en dirección de 0°, para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local KL caso 2

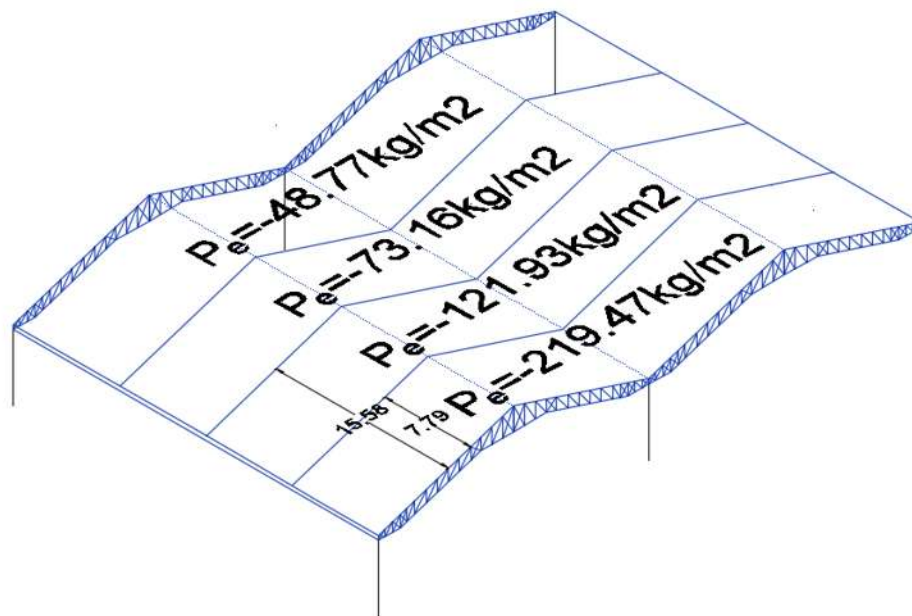


Figura AEAA-1.2.3(i) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90° , para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local KL caso 1

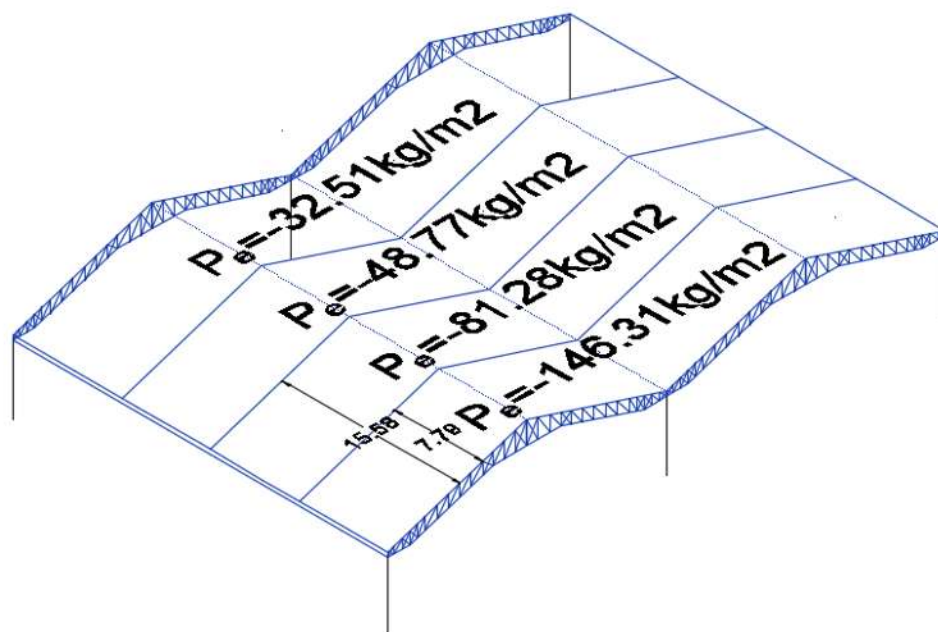


Figura AEAA-1.2.3(j) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90° , para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 1 y con factor de presión local KL caso 2

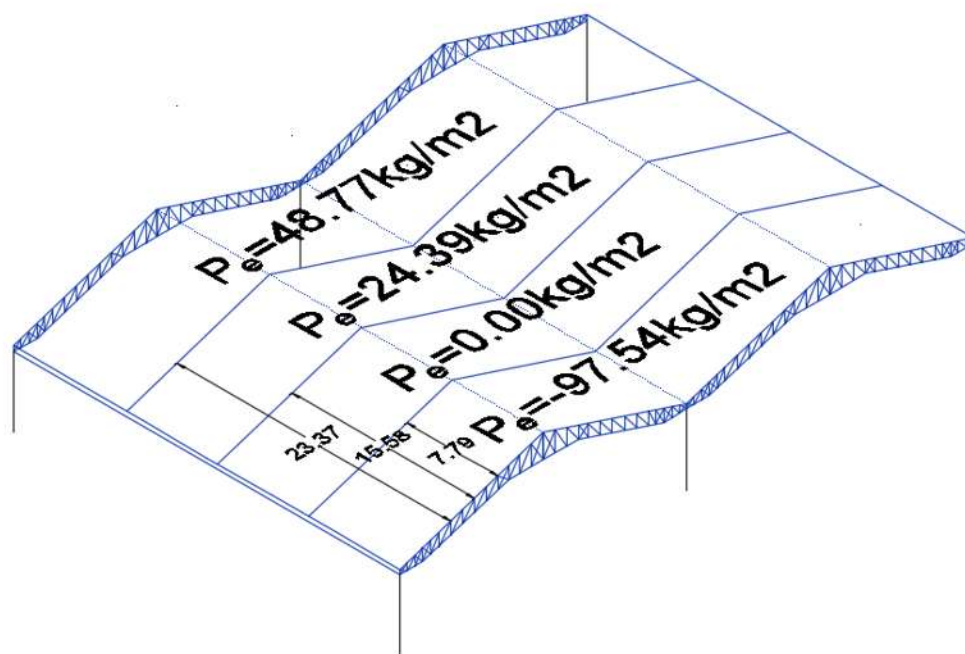


Figura AEAA-1.2.3(k) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90° , para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local K_L caso 1

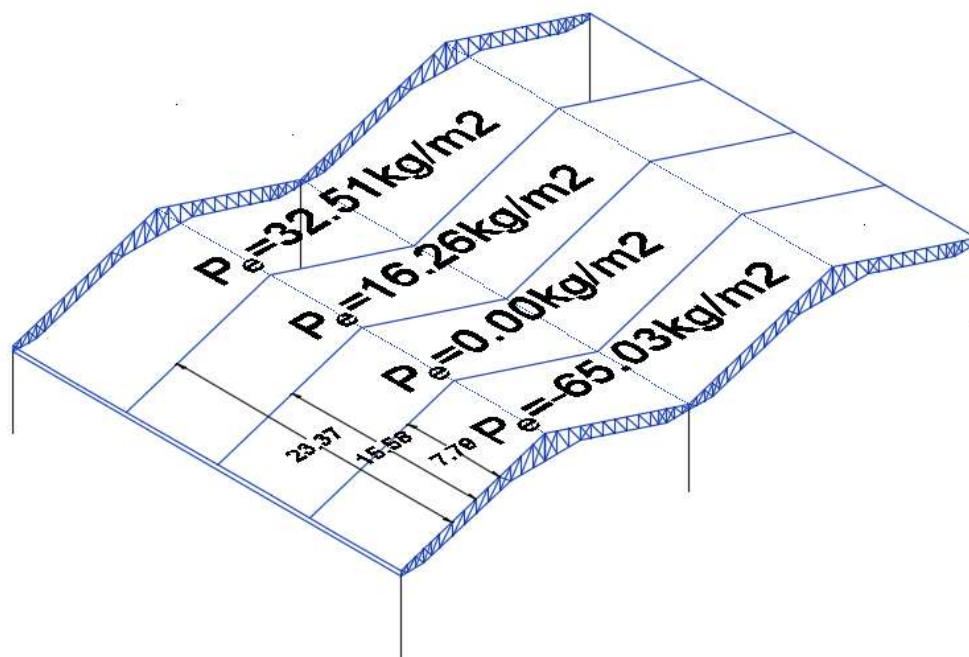


Figura AEAA-1.2.3(l) Presión exterior actuante con viento en dirección de 90° , para el diseño de los largueros o de la cubierta, caso 2 y con factor de presión local K_L caso 2

AEAA-2 CONSTRUCCIONES DE TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES Y PLANTA AISLADA, USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS

Debido a que no se tiene un caso específico para la cubierta de claros múltiples aislada, se analizan los dos casos que se tienen de cubierta, cubierta aislada y cubierta de claros múltiples cerrada, eligiendo para diseño la situación más crítica de dichos casos.

AEAA-2.1 TECHOS AISLADOS

Deberá tomarse en cuenta que los techos aislados a una o dos aguas y los invertidos (por ejemplo, los paraguas) están divididos en dos mitades (Figura AEAA-2.1(b)), y que cada mitad está sometida a la presión neta dada por:

$$p_n = C_{pn} K_A K_L q_z \quad (\text{Ec. AEAA-2.1})$$

en donde:

p_n es la presión neta, en (kg/m^2) ,

C_{pn} el coeficiente de presión neta, el cual corresponde al C_{pb} en la parte de barlovento, y al C_{ps} en la de sotavento, adimensional,

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, en este caso se toma igual a 1, adimensional,

K_L el factor de presión local dado en la Tabla AEAA-2.1(b), adimensional,

q_z la presión dinámica de base, en (kg/m^2) , calculada de acuerdo con lo indicado en el inciso AAA-2.5. (CFE, 2008, pág. 4.3 l. 28)

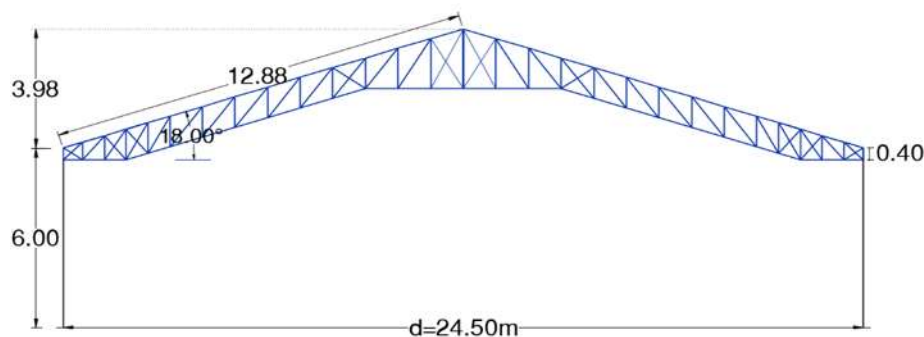


Figura AEAA-2.1(a) Dimensiones de techo aislado, (metros)

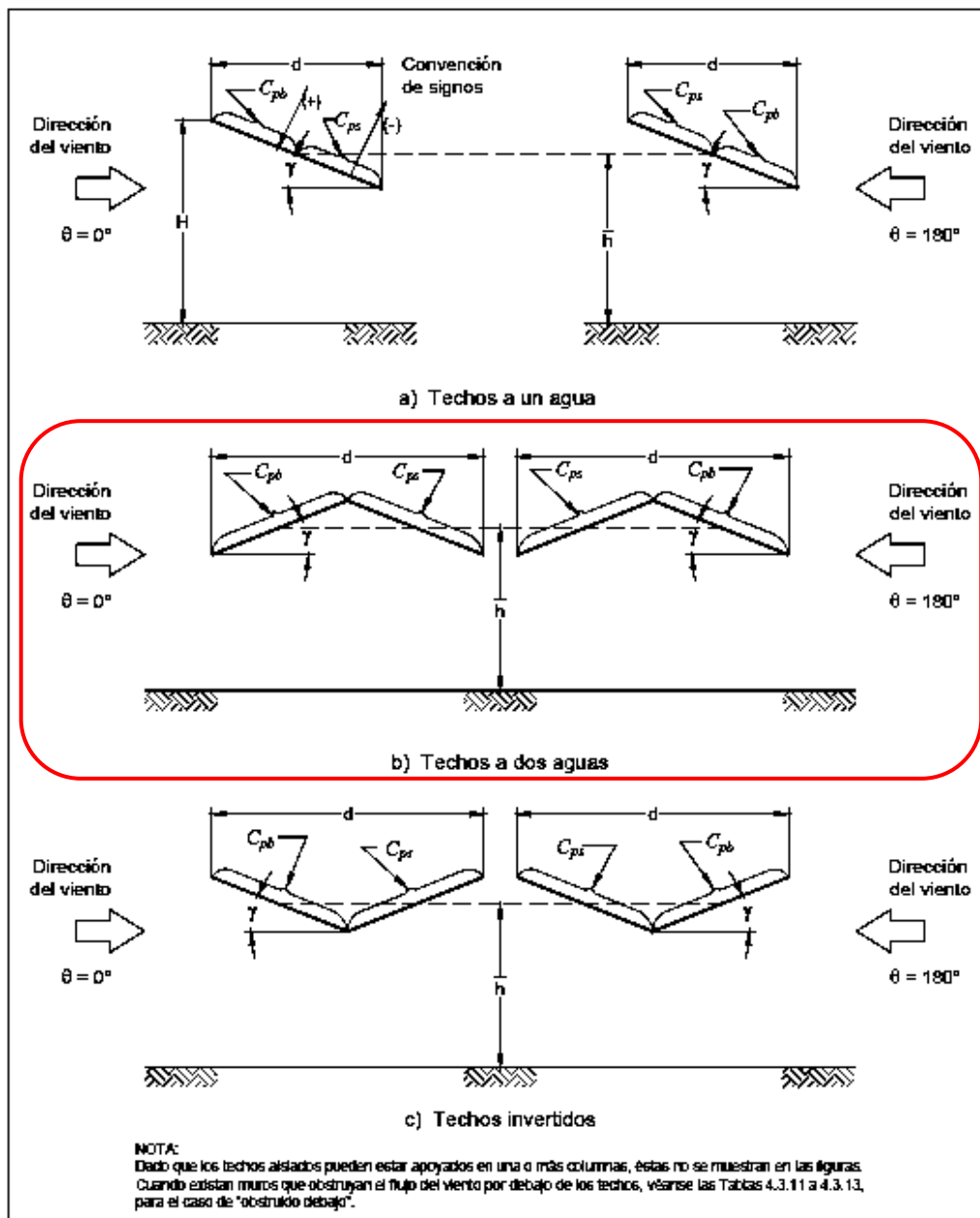


Figura AEAA-2.1(b) Techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 29)

$$\hat{h} = (4.38/2) + 6 = 8.19\text{m}$$

$$d = 24.5\text{m}$$

$$\hat{h}/d = 8.19/24.5 = 0.33$$

$$\gamma = 18^\circ$$

Como se observa en la Tabla AEAA-2.1(a), el valor del coeficiente C_p se encuentra entre $\gamma=15^\circ$ y $\gamma=22.5^\circ$, realizando una interpolación lineal se obtienen los valores:

Para $\theta=0^\circ$ y 180° $C_{pb} = -0.3$ caso 1

Para $\theta=0^\circ$ y 180° $C_{pb}= 0.5$ caso 2

Para $\theta=0^\circ$ y 180° $C_{ps} = -0.5$

Para $\theta=0^\circ$ y 180° $C_{ps}= 0$

**Tabla AEAA-2.1(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS A DOS AGUAS
PARA $0.25 \leq h/d \leq 1$, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 31)**

Pendiente del techo (γ)	Ángulo (θ)	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
$0^\circ < \gamma \leq 15.0^\circ$	0° y 180°	-0.3, 0.4	-1.2	-0.4, 0.0	-0.9
22.5°		-0.3, 0.6	-0.9	-0.6, 0.0	-1.1
30.0°		-0.3, 0.8	-0.5	-0.7, 0.0	-1.3

Con el fin de diseñar los recubrimientos y elementos que brindan soporte, con ayuda de las Figuras AEAA-2.1(c-d) deberán aplicarse los valores del factor de presión neta local, K_L , que se indican en la Tabla AEAA-2.1(b) siguiendo en forma análoga las recomendaciones dadas en el inciso 4.3.2.1.1 del MOC (CFE, 2008) sobre presiones exteriores.

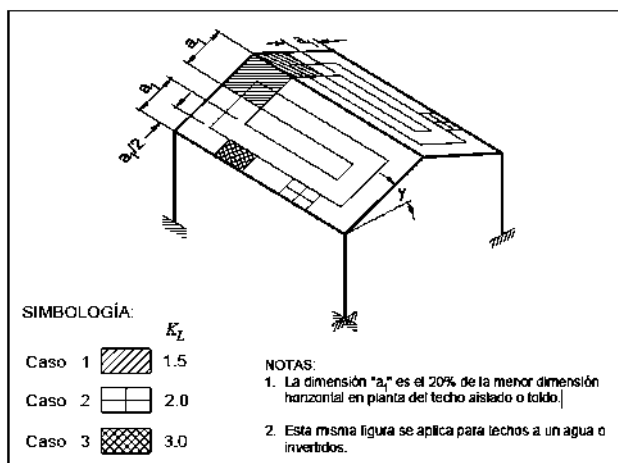


Figura AEAA-2.1(c) Factores de presión local, K_L , para techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32)

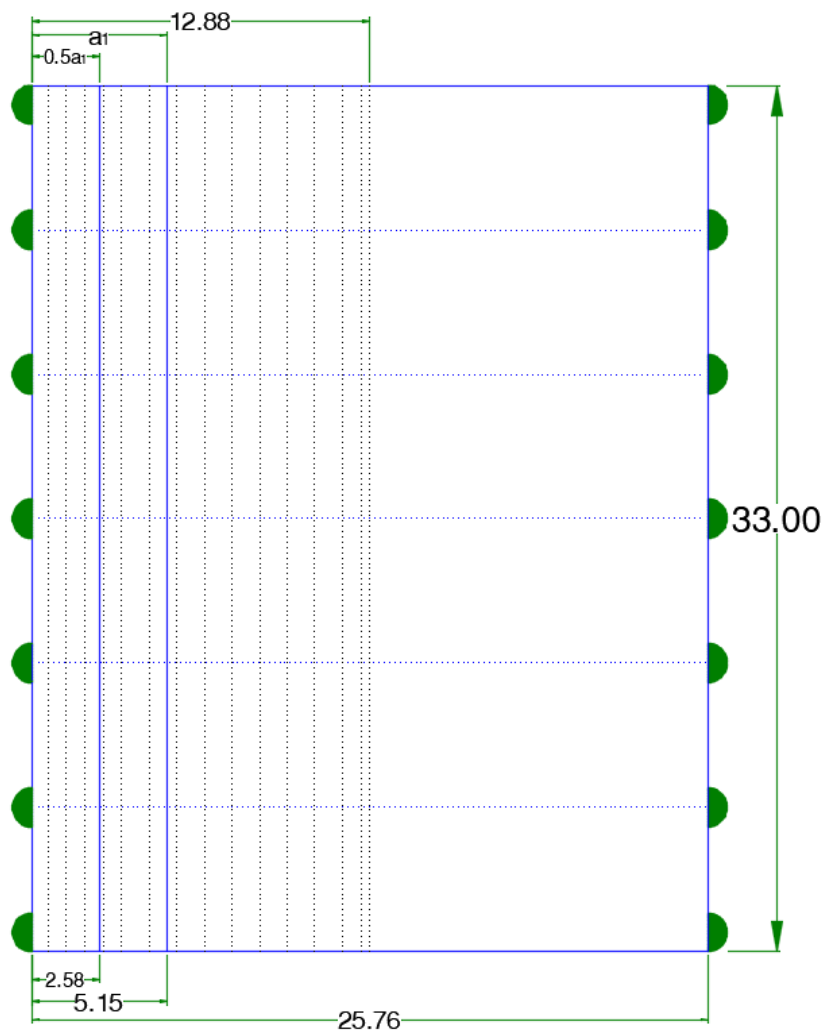


Figura AEAA-2.1(d) Vista en planta de la cubierta, para seleccionar el valor del coeficiente K_L

En la Figura AEAA-2.1(d) se muestran las distancias medidas a partir del borde del techo, de las cuales se tomará como referencia para indicar el valor del factor K_L correspondiente.

$$a_1 = 0.20(25.76) = 5.15\text{m}$$

$$0.5a_1 = 0.5(25.76) = 2.58\text{m}$$

$$a_1^2 = 5.15^2 = 26.52\text{m}^2$$

$$0.25 a_1^2 = 0.25(26.52) = 6.63\text{m}^2$$

Tabla AEAA-2.1(b) FACTOR DE PRESIÓN NETA LOCAL, K_L , PARA LOS RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, DE TECHOS AISLADOS Y TOLDOS, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32)

Caso	Descripción	K_L
1	Presiones sobre un área que esté entre 0 y $1.0 a_1^2$ dentro de una distancia $1.0 a_1$ desde el borde del techo y, cuando el techo tenga una inclinación de 10° o más, desde la cumbrera.	1.5
2	Presiones sobre un área $\leq 0.25 a_1^2$ dentro de una distancia $0.5 a_1$ desde el borde del techo y, cuando el techo tenga una inclinación de 10° o más, desde la cumbrera.	2.0
3	Presiones sobre un área $\leq 0.25 a_1^2$ dentro de una distancia $0.5 a_1$ desde la esquina de barlovento de un techo aislado con una inclinación menor que 10° .	3.0

La Tabla AEAA-2.1(b) indica los valores y las condiciones para aplicar el factor de presión local K_L , y en la Tabla AEAA-2.1(c) se resumen las zonas y los valores de K_L correspondientes para su aplicación en la cubierta aislada a dos aguas.

Tabla AEAA-2.1(c) VALORES DE FACTOR DE PRESIÓN LOCAL K_L

a_1	$0.5a_1$	a_1^2	$0.25a_1^2$	Nomenclatura de Larguero	Distancia entre largueros	Distancia entre largueros acumulada	Área Tributaria (m^2)	K_L
5.15	2.58	26.52	6.63	LARGUERO 1	0.00	0.00	1.73	2
				LARGUERO 2	0.63	0.63	3.65	2
				LARGUERO 3	0.70	1.33	3.86	2
				LARGUERO 4	0.70	2.03	3.84	2
				LARGUERO 5	0.70	2.73	3.86	1.5
				LARGUERO 6	0.70	3.43	4.81	1.5
				LARGUERO 7	1.05	4.48	5.78	1.5
				LARGUERO 8	1.05	5.53	5.78	1
				LARGUERO 9	1.05	6.58	5.78	1
				LARGUERO 10	1.05	7.63	5.78	1
				LARGUERO 11	1.05	8.68	5.78	1
				LARGUERO 12	1.05	9.73	5.78	1
				LARGUERO 13	1.05	10.78	5.78	1
				LARGUERO 14	1.05	11.83	4.95	1
				LARGUERO 15	0.70	12.53	2.89	1
				LARGUERO 16	0.30	12.88	1.64	1
				.	.	.	.	.
				.	.	.	.	.
				.	.	.	.	.
				LARGUERO 61	0.63	51.52	1.73	1

En la Tabla AEAA-2.1(c) se representa de manera resumida los coeficientes y factores necesarios para calcular la presión exterior actuante en la cubierta aislada a dos aguas.

Tabla AEAA-2.1(d) COEFICIENTES Y FACTORES NECESARIOS PARA OBTENER LA PRESIÓN EXTERIOR NETA

q_z (kg/m ²)	C _{pe}		C _{pe}		Factor de Reducción K_A	Factor de Presión local K_L		
	C _{pb}	C _{pb}	C _{ps}	C _{ps}		0m a 2.03m	2.04 m a 4.48m	4.45m a 51.52m
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2				
180.63	-0.3	0.5	-0.5	0	1	2	1.5	1

AEAA-2.1.1 REPRESENTACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES

Una vez determinados los coeficientes y factores de la Tabla AEAA-2.1(d) se obtiene la presión exterior por medio de la ecuación AEAA-2.1. Dichas presiones se representan en la Tabla AEAA-2.1.1, las cuales corresponden a cargas accidentales obtenidas por medio de un Análisis Estático, basado en el MOC (CFE, 2008). En las Figuras AEAA-2.1.1(a-b) se representan las presiones actuantes en las cubiertas de barlovento y sotavento, para la cubierta de claros múltiples, analizada como una cubierta aislada a dos aguas.

Tabla AEAA-2.1.1 PRESIÓN EXTERIOR NETA EN LAS CUBIERTAS DE BARLOVENTO Y SOTAVENTO

P_n (kg/m ²)							
CB (Cubierta de barlovento)						CS (Cubierta de sotavento)	
Caso 1			Caso 2			Caso 1	Caso 2
Para $K_L=2$	Para $K_L=1.5$	Para $K_L=1$	Para $K_L=2$	Para $K_L=1.5$	Para $K_L=1$	Para $K_L=1$	Para $K_L=1$
-108.378	-81.2835	-54.189	180.63	135.4725	90.315	-90.315	0

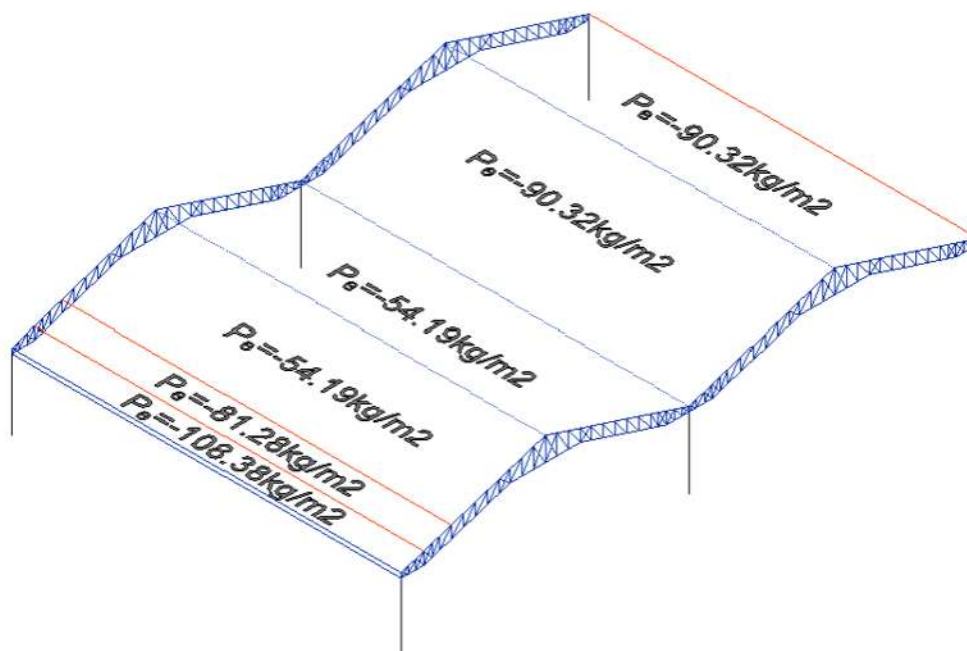


Figura AEAA-2.1.1(a) Representación de las presiones exteriores netas, para las cubiertas de barlovento y sotavento, correspondientes en cada zona, caso 1

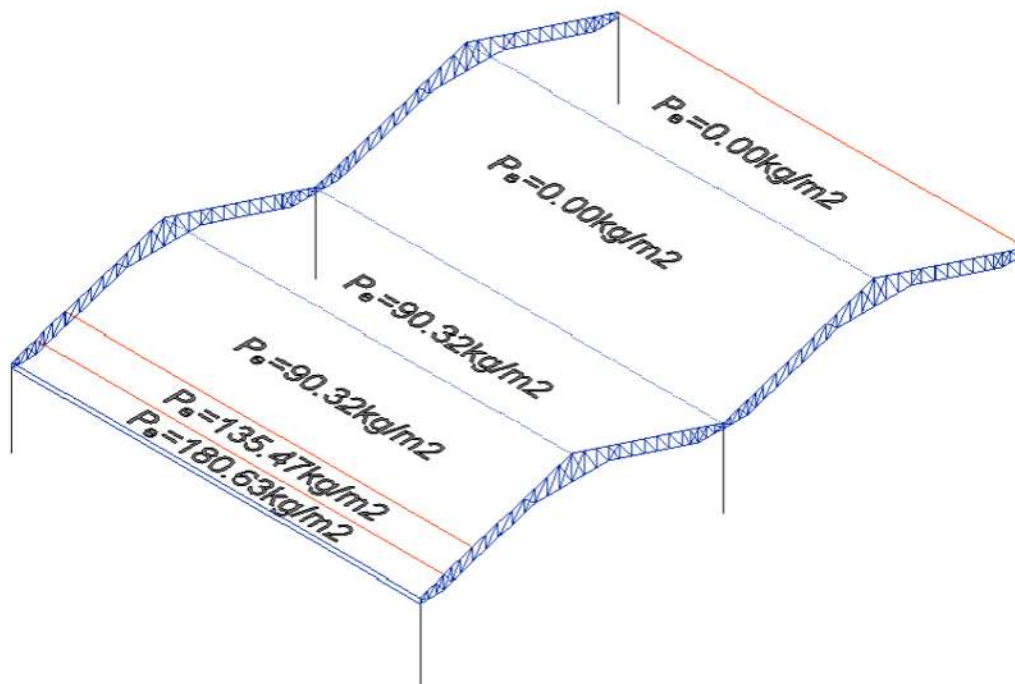


Figura AEAA-2.1.1(b) Representación de las presiones exteriores netas, para las cubiertas de barlovento y sotavento, correspondientes en cada zona, caso 2

AEAA-3 CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR Y PLANTA AISLADA. USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR Y PLANTA CERRADA

AEAA-3.1 PRESIÓN EXTERIOR PARA DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

La presión exterior, p_e , en cubiertas de arco circular como la que se muestra en la Figura AEAA- 3.1(a) se calculará con la siguiente expresión:

$$p_e = C_{pe}q_z \quad (\text{Ec. AEAA-3.1(a)})$$

Donde:

p_e es la presión exterior, en Kg/m^2 .

C_{pe} = coeficiente de presión exterior, adimensional.

q_z = presión dinámica de base del viento evaluada en $h + H_c$ (Figura AEAA-3.1(a)) de acuerdo con lo especificado en el inciso AEAA-3.1(a), en kg/m^2 (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 23).

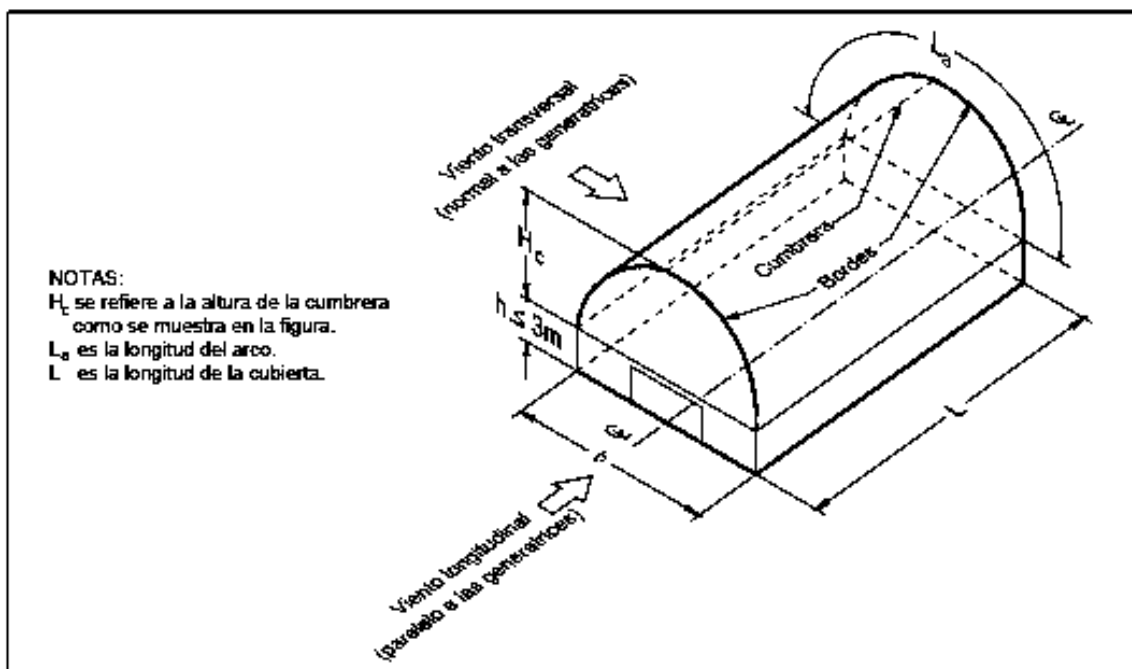


Figura AEAA-3.1(a) Construcciones con cubierta de arco circular, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 23)

AEAA-3.1(a) PRESIÓN DINÁMICA DE BASE (q_z)

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base q_z , y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad (\text{Ec. AEAA-3.1(b)})$$

Donde:

V_D = velocidad básica de diseño, en km/h, definida en los incisos AAA-2 a AAA-2.4.

G = factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273+\tau} \quad (\text{Ec. AEAA-3.1(c)})$$

Donde:

Ω = presión barométrica, en mm de Hg

τ = temperatura media ambiental (CFE, 2008, pág. 4.2 l. 15)

$\tau = 19.5^\circ\text{C}$, obtenida de datos estadísticos (INEGI, 2018).

Como se muestra en la Figura AEAA-3.1(b) la altura de los apoyos es $h=4.00\text{m}$ y la altura de la cumbrera es $H_c=7.00\text{m}$.

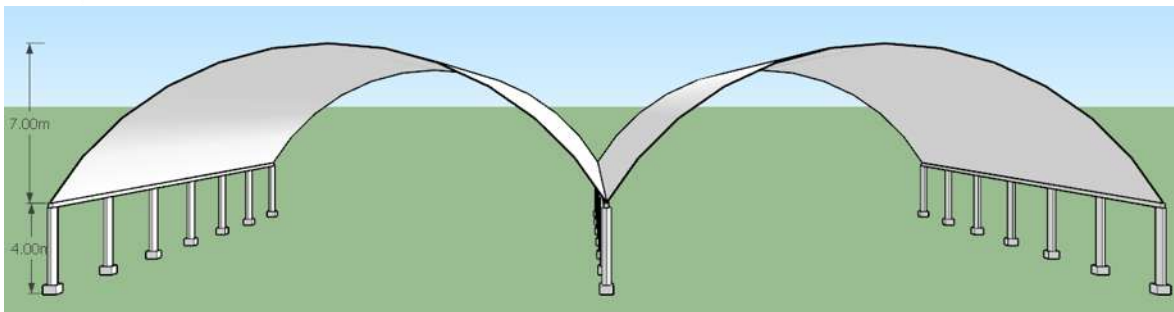


Figura AEAA-3.1(b) Alturas de la cubierta de arco circular, (metros)

$$h_m = h + H_c = 4.00 + 7.00 = 11.00\text{m}$$

En la Tabla AEAA-3.1(a) se presenta la relación entre los valores de altitud, h_m , que para el caso de cubierta con arco circular no se toman en metros sobre el nivel del mar sino igual a la altura $h+H_c$, y la presión barométrica, Ω , en mm de Hg (mercurio).

Tabla AEAA-3.1(a) RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 16)

Altitud $h_m = h + H_c$ (metros)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

El valor de la presión barométrica para una altura de 11m se encuentra entre 760 y 720, por lo tanto, realizando una interpolación lineal se obtiene que el valor de $\Omega = 759.12$.

$$G = \frac{0.392 \cdot 759.12}{273 + 19.5} = 1.02$$

$$q_z = 0.0048 \cdot 1.02 \cdot 200^2 = 195.84 \text{ kg/m}^2$$

$$q_z = 195.84 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Coeficiente de presión exterior C_{pe}

En la Figura AEAA-3.1(c) se muestra el coeficiente C_{pe} en función de la longitud normalizada L/H_c para el caso en el que la dirección del viento es paralela a las generatrices. En la Tabla AEAA-3.1(b) se dan los valores del coeficiente de presión exterior para el caso del viento con dirección normal a las generatrices.

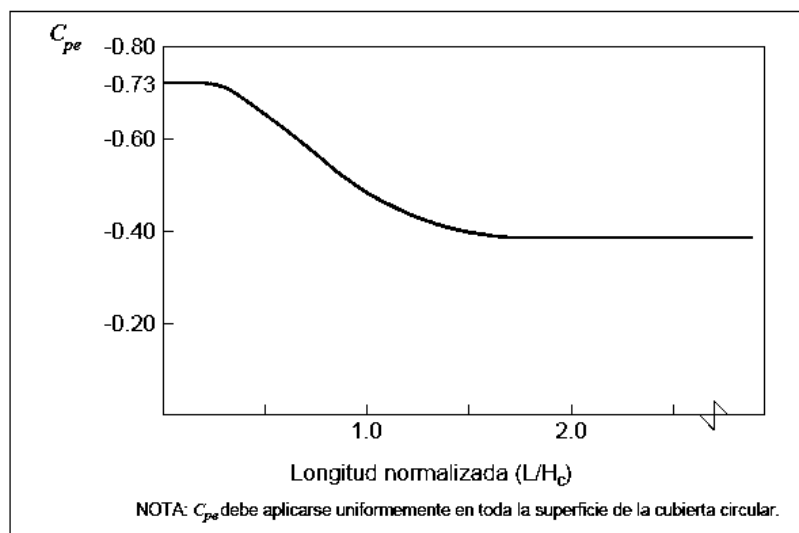


Figura AEAA-3.1(c) Coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para construcciones con cubierta de arco circular. Viento longitudinal (paralelo a las generatrices), (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 24)

Como se muestra en la Figura AEAA-3.1(d) los valores de las dimensiones horizontales son $L=33.00\text{m}$ y $b=24.50\text{m}$.

Por lo tanto;

$$L/H_c = 33.00/7.00 = 4.71$$

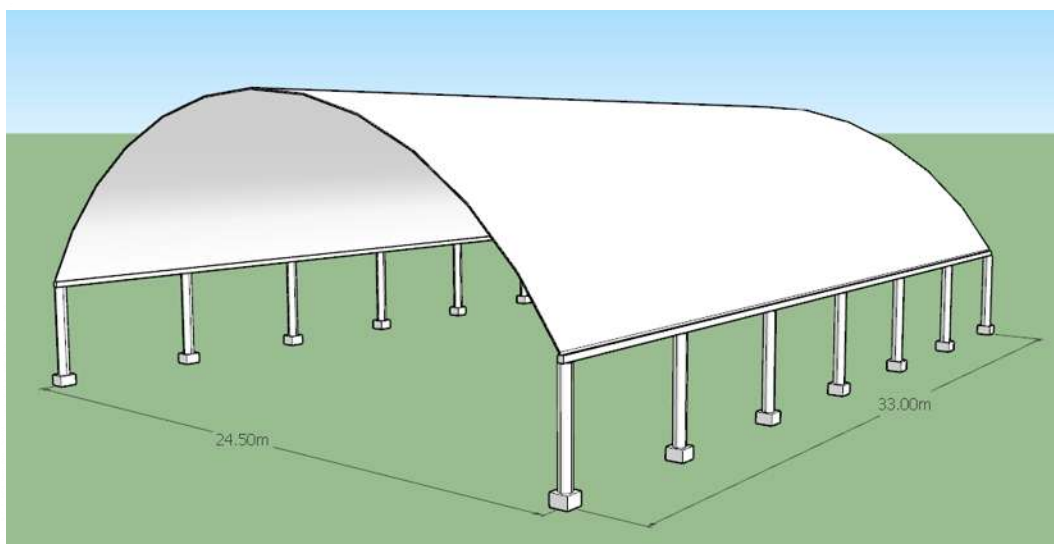


Figura AEAA-3.1(d) Longitudes horizontales de la cubierta de arco circular, (metros)

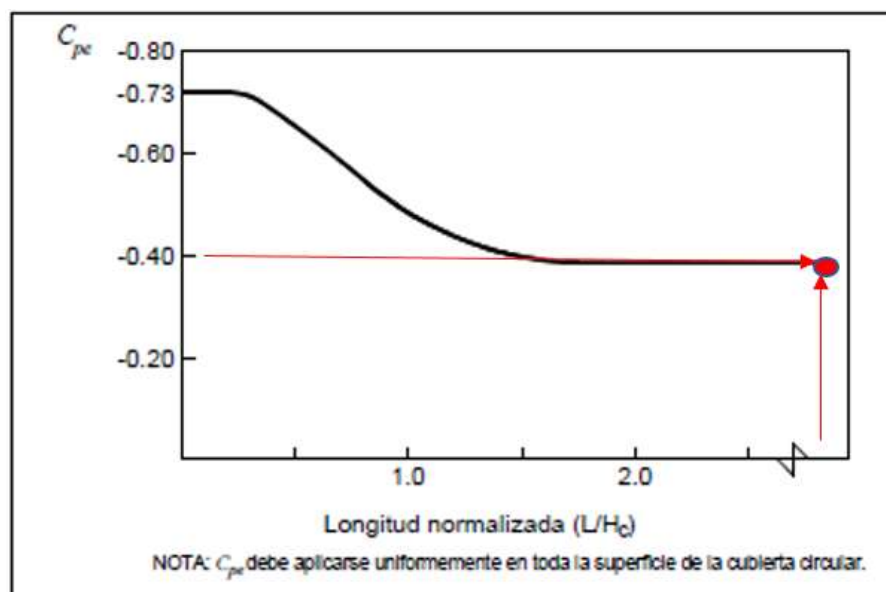


Figura AEAA-3.1(e) Coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para construcciones con cubierta de arco circular. Viento longitudinal (paralelo a las generatrices), (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 24)

Como se muestra en la Figura AEAA-3.1(e) el valor del coeficiente C_{pe} para una relación $L/H_c = 4.71$ y el viento en dirección longitudinal corresponde a: $C_{pe} = -0.4$

Tabla AEAA-3.1(b) COEFICIDE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe} , PARA CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR. VIENTO TRANSVERSAL, NORMAL A LAS GENERATRICES, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 24)

Relación altura-claro $\lambda_c = H_c/b$	Zonas localizadas a lo largo de la nave	Coeficiente de presión exterior (C_{pe})		
		Barlovento (B)	Zona central (C)	Sotavento (S)
$0.20 < \lambda_c < 0.35$	Extrema	0.33	-0.67	-0.42
	Intermedia	0.33	-0.38	-0.31
$0.35 \leq \lambda_c < 0.60$	Extrema	0.40	-0.54	-0.42
	Intermedia	0.40	-0.46	-0.35

Relación altura-claro

$$\lambda_c = H_c/b = 7.00\text{m}/24.50\text{m} = 0.29$$

La Tabla AEAA-3.1(b) y Figura AEAA-3.1(f), representan los coeficientes y las zonas donde deberán aplicarse los mismos, para obtener la presión exterior actuante sobre la cubierta con viento en dirección longitudinal. Dichos coeficientes están en función de las dimensiones de la cubierta.

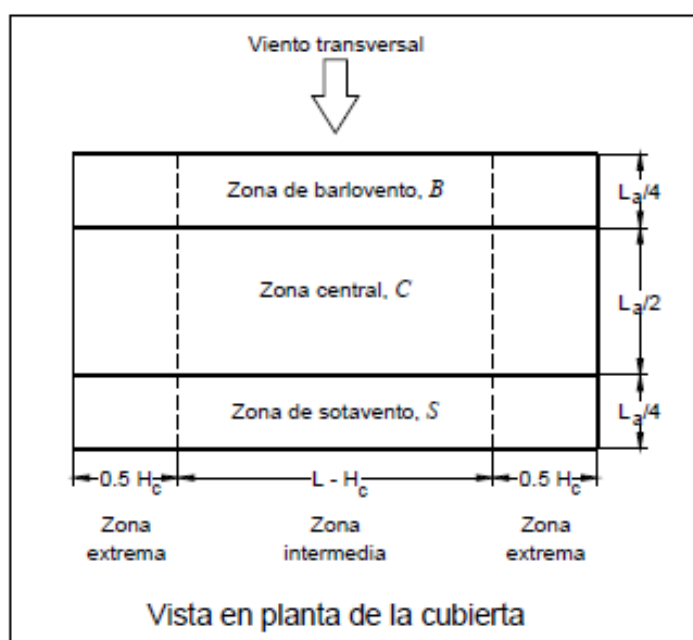


Figura AEAA-3.1(f) Zonas consideradas para los coeficientes de presión exterior de construcciones con cubierta de arco circular. Viento transversal, normal a las generatrices, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 25)

La Figura AEAA-3.1(g), representa la longitud del arco, la cual está en función del ángulo de inclinación con respecto a la cumbrera. En éste caso, el ángulo de inclinación se eligió a criterio del diseñador, logrando tener una cubierta con excelente apariencia arquitectónica.

Longitud del Arco;

$$L_a = 29.50\text{m}$$

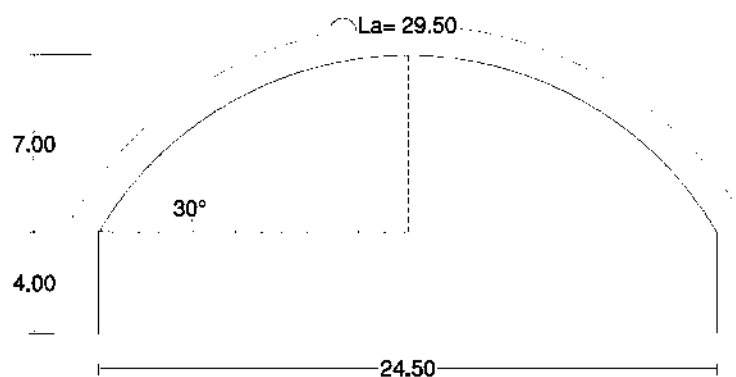


Figura AEAA-3.1(g) Longitud del arco, L_a , (metros)

Una vez conocidas las dimensiones y factores de la cubierta en arco circular (Tabla AEAA-3.1(c)) se obtienen los coeficientes correspondientes para el cálculo de la presión exterior.

Tabla AEAA-3.1(c) RESUMEN DE LAS DIMENSIONES Y FACTORES DE LA CUBIERTA

$H_c =$	7m
$L_a =$	29.5m
$L =$	33m
$b =$	24.5m
$\lambda_c =$	0.29
$q_z =$	195.84kg/m ²

En la Tabla AEAA-3.1(d) y Figura AEAA-3.1(h) se representan los coeficientes de presión exterior y las zonas donde se deben aplicar para el diseño de la estructura principal con viento actuando en dirección transversal.

Tabla AEAA-3.1(d) COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR C_{pe}

Zona	Condicion	Longitud (m)	Zona	Condicion	Longitud (m)	C_{pe}
Barlovento	$L_a/4 =$	7.38	Extrema	$0.5H_c =$	3.5	0.33
			Intermedia	$L - H_c =$	26	0.33
Central	$L_a/2 =$	14.75	Extrema	$0.5H_c =$	3.5	-0.67
			Intermedia	$L - H_c =$	26	-0.38
Sotavento	$L_a/4 =$	7.38	Extrema	$0.5H_c =$	3.5	-0.42
			Intermedia	$L - H_c =$	26	-0.31

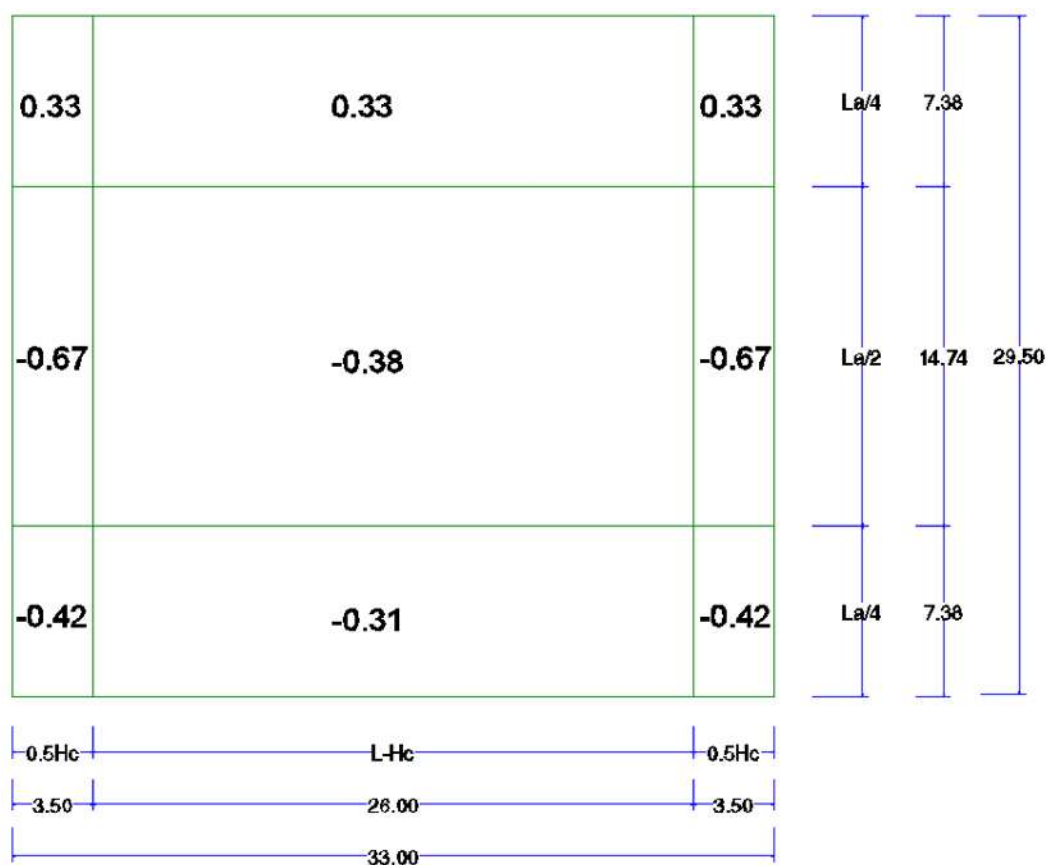


Figura AEAA-3.1(h) Coeficientes de presión exterior, aplicados en las zonas correspondientes para cubierta de arco circular. Viento transversal, normal a las generatrices

AEAA-3.1.1 REPRESENTACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES

Aplicando la ecuación AEAA-3.1(a) se obtienen las presiones exteriores correspondientes a la cubierta en arco circular, con viento actuando en dirección longitudinal y transversal de la estructura, dichas presiones se representan por medio de las Tablas AEAA-3.1.1(a-b) y Figuras AEAA-3.1.1(a-b).

En la Tabla AEAA-3.1.1(a) y Figura AEAA-3.1.1(a) se representan las presiones exteriores y las zonas donde actúan dichas presiones para el diseño de la estructura principal con viento actuando en dirección transversal.

Tabla AEAA-3.1.1(a) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE EN LA CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR, CON VIENTO ACTUANDO EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL

q_z (kg/m ²)	C_{pe}	p_e (kg/m ²)
195.84	0.33	64.63
	0.33	64.63
	-0.67	-131.21
	-0.38	-74.42
	-0.42	-82.25
	-0.31	-60.71

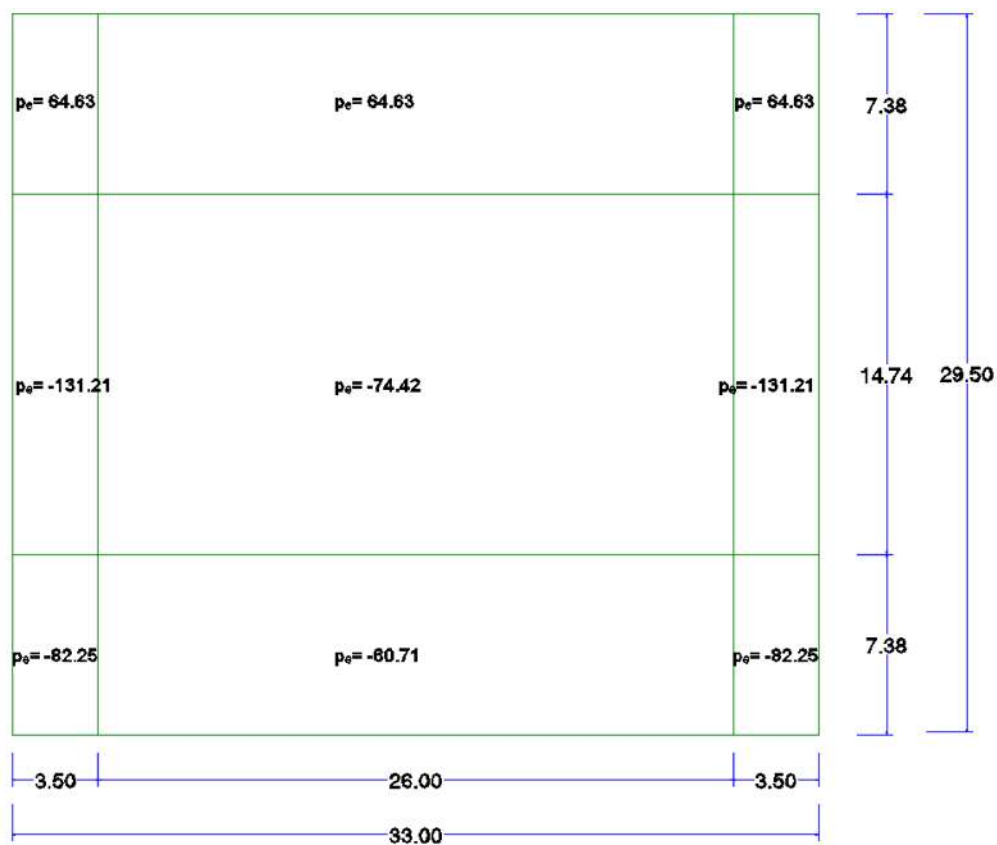


Figura AEAA-3.1.1(a) Presión exterior en Kg/m², actuante en la cubierta de arco circular. Viento transversal, normal a las generatrices

En la Tabla AEAA-3.1.1(b) se representan las presiones exteriores para el caso de cubierta en arco con viento longitudinal, el coeficiente de presión exterior “ C_{pe} ” es constante en toda la cubierta, por tal motivo la presión exterior es un uniforme en toda la cubierta y se representa en la Figura.AEAA-3.1.1(b).

Tabla AEAA-3.1.1(b) PRESIÓN EXTERIOR ACTUANTE EN LA CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR, CON VIENTO ACTUANDO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL

q_z (kg/m ²)	C_{pe}	p_e (kg/m ²)
195.84	-0.4	-78.34
	-0.4	-78.34
	-0.4	-78.34
	-0.4	-78.34
	-0.4	-78.34
	-0.4	-78.34

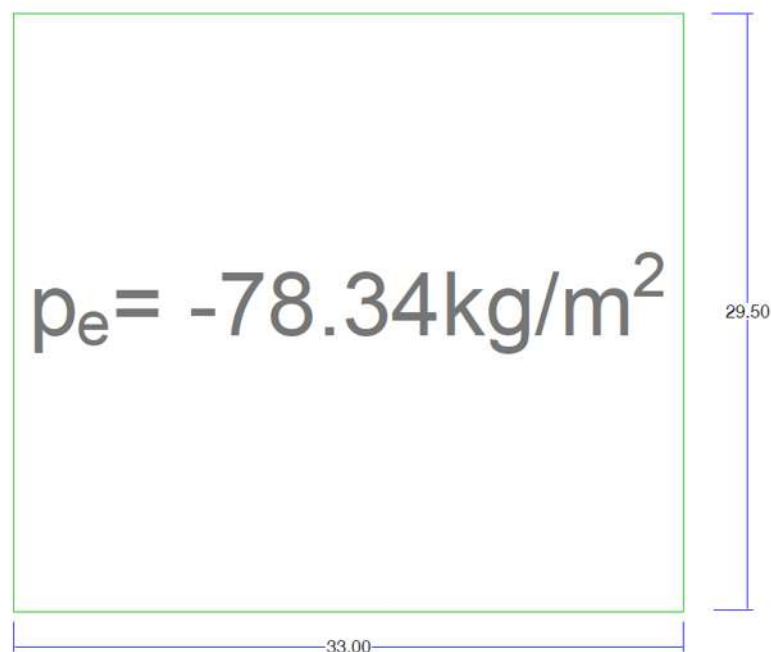


Figura AEAA-3.1.1(b) Presión exterior, actuante en la cubierta de arco circular. Viento longitudinal, paralelo a las generatrices

Los parámetros utilizados en la Figura AEAA-3.2 se describen en la Figura AEAA-3.2.1. Estos valores no dependen de la dirección del viento.

$$\lambda_c = H_c/b = 7.00\text{m}/24.50\text{m} = 0.29\text{m}$$

$$Y = 0.30H_c = 0.30(7.00) = 2.1\text{m}$$

$$s = 0.25La = 0.25(29.50) = 7.38\text{m}$$

$$La = 29.50\text{m}$$

$$L = 33.00\text{m}$$

En la Tabla AEAA-3.2 se resumen las presiones exteriores que ejerce el viento a la cubierta, obtenidas por medio de un Análisis Estático, basado en el MOC (CFE, 2008). En la Figura AEAA-3.2.1 se representan las zonas donde actúan dichas presiones exteriores.

Tabla AEAA-3.2 PRESIÓN LOCAL ACTUANTE EN LA CUBIERTA CON ARCO CIRCULAR PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

q_z (kg/m ²)	Zona	C_{pi}	P_i (kg/m ²)
195.84	A	-1.25	-244.80
	B	-0.35	-68.54
	C	-0.40	-78.34

AEAA-3.2.1 ZONAS DONDE ACTÚAN LAS PRESIONES EXTERIORES

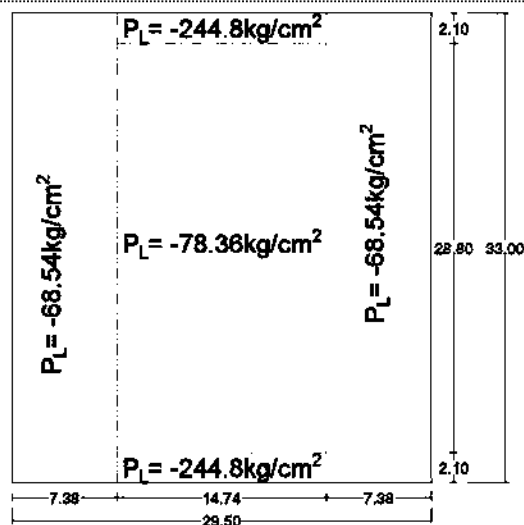


Figura AEAA-3.2.1 Presión local actuante en la cubierta en arco circular, para el diseño de los elementos de recubrimientos

AEAA-4 CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR Y PLANTA AISLADA, USANDO COMO REFERENCIA EL DISEÑO PARA CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS

Debido a que no se tiene un caso específico para la cubierta de arco circular sin muros en el Manual de Obras Civiles (CFE, 2008), se analizan los casos de cubierta circular cerrada, y el caso de cubierta aislada a dos aguas, tomando como diseño el caso más crítico.

Para el caso de cubierta aislada a dos aguas se analiza utilizando un ángulo de cubierta promedio entre el ángulo formado por la secante que une el punto de la cumbrera con el punto de arranque y el ángulo formado por la tangente de dichos puntos.

$$\gamma = 30 + (28/2) = 44^\circ$$

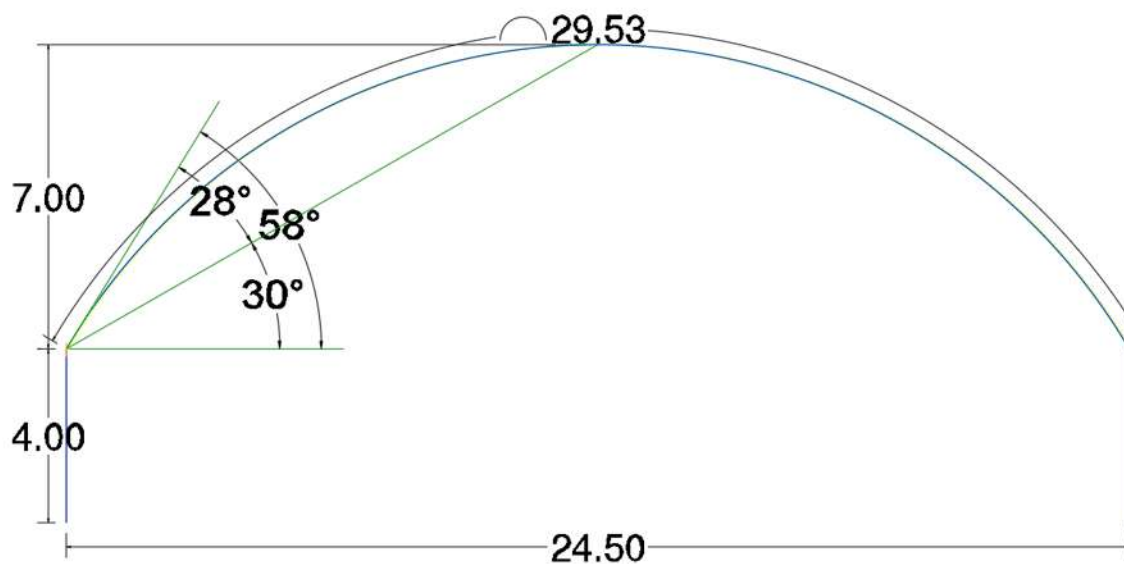


Figura AEAA-4 Ángulos formados y dimensiones en la cubierta en arco circular, (metros)

AEAA-4.1 TECHOS AISLADOS

Deberá tomarse en cuenta que los techos aislados a una o dos aguas y los invertidos (por ejemplo, los paraguas) están divididos en dos mitades, Figura AEAA-4.1.1(b), y que cada mitad está sometida a la presión neta dada por:

$$p_n = C_{pn} K_A K_L q_z \quad (\text{Ec. AEAA-4.1})$$

en donde:

p_n es la presión neta, en (kg/m^2) ,

C_{pn} el coeficiente de presión neta, el cual corresponde al C_{pb} en la parte de barlovento, y al C_{ps} en la de sotavento, adimensional,

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, en este caso se toma igual a 1, adimensional,

K_L el factor de presión local dado en la Tabla AEAA-4.1.1(c), adimensional,

q_z la presión dinámica de base, en (kg/m^2) , calculada de acuerdo con lo indicado en el inciso AEAA-4.1.1 (CFE, 2008, pág. 4.3 l. 28).

AEAA-4.1.1 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base.

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \quad (\text{kg/m}^2) \quad (\text{Ec. AEAA-4.1.1(a)})$$

Donde:

V_D = velocidad básica de diseño, en km/h , definida en los incisos AAA-2 a AAA-2.4.

q_z = presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en (kg/m^2)

G = factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau} \quad (\text{Ec. AEAA- 4.1.1(b)})$$

Donde:

Ω = presión barométrica, en mm de Hg

t = temperatura ambiental, en °C.

En la Tabla AEAA-4.1.1(a) se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m , en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, Ω , en mm de Hg (mercurio), (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 15).

Tabla AEAA-4.1.1(a) RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA, (CFE, 2008, pág. 4.2 I. 16)

Altitud, h_m (msnm)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

La altura en metros sobre el nivel del mar de la localidad de Coalcomán, Michoacán, es de 700msnm, por lo tanto, para conocer la presión barométrica de la localidad donde se va a construir nuestra estructura se hizo una interpolación y se obtuvo que el valor de la presión barométrica es igual a 702mm de Hg.

$$\Omega=702\text{mm de Hg.}$$

De acuerdo con los datos estadísticos del INEGI (2018), encontramos que la temperatura en la población de Coalcomán de Vázquez Pallares, varía dentro de un rango de 16-28°C. A criterio del diseñador se asume una temperatura de 19.5°C la cual se encuentra dentro del rango.

$T = 19.5\text{ }^{\circ}\text{C}.$

$$G = \frac{0.392 \cdot 702}{273 + 19.5} = 0.9408$$

$$q_z = 0.0048 \cdot 0.9408 \cdot 200^2 = 180.63 \text{ kg/m}^2$$

$$q_z = 180.63 \text{ kg/m}^2$$

La Figura AEAA-4.1.1(a) representa la cubierta en arco, que se analizará como cubierta a dos aguas.

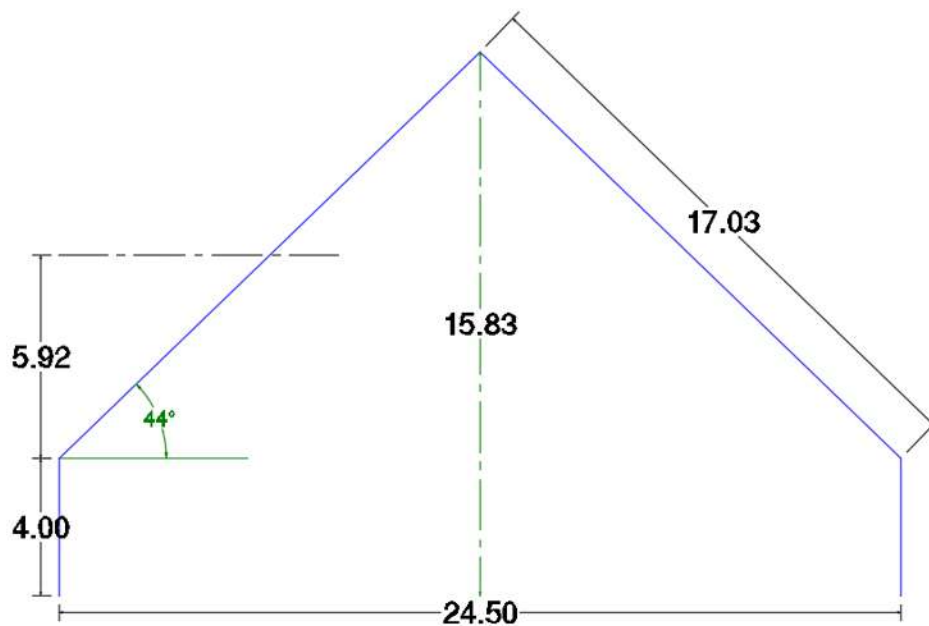


Figura AEAA-4.1.1(a) Ubicación de ángulo de diseño y dimensiones en cubierta aislada, (metros)

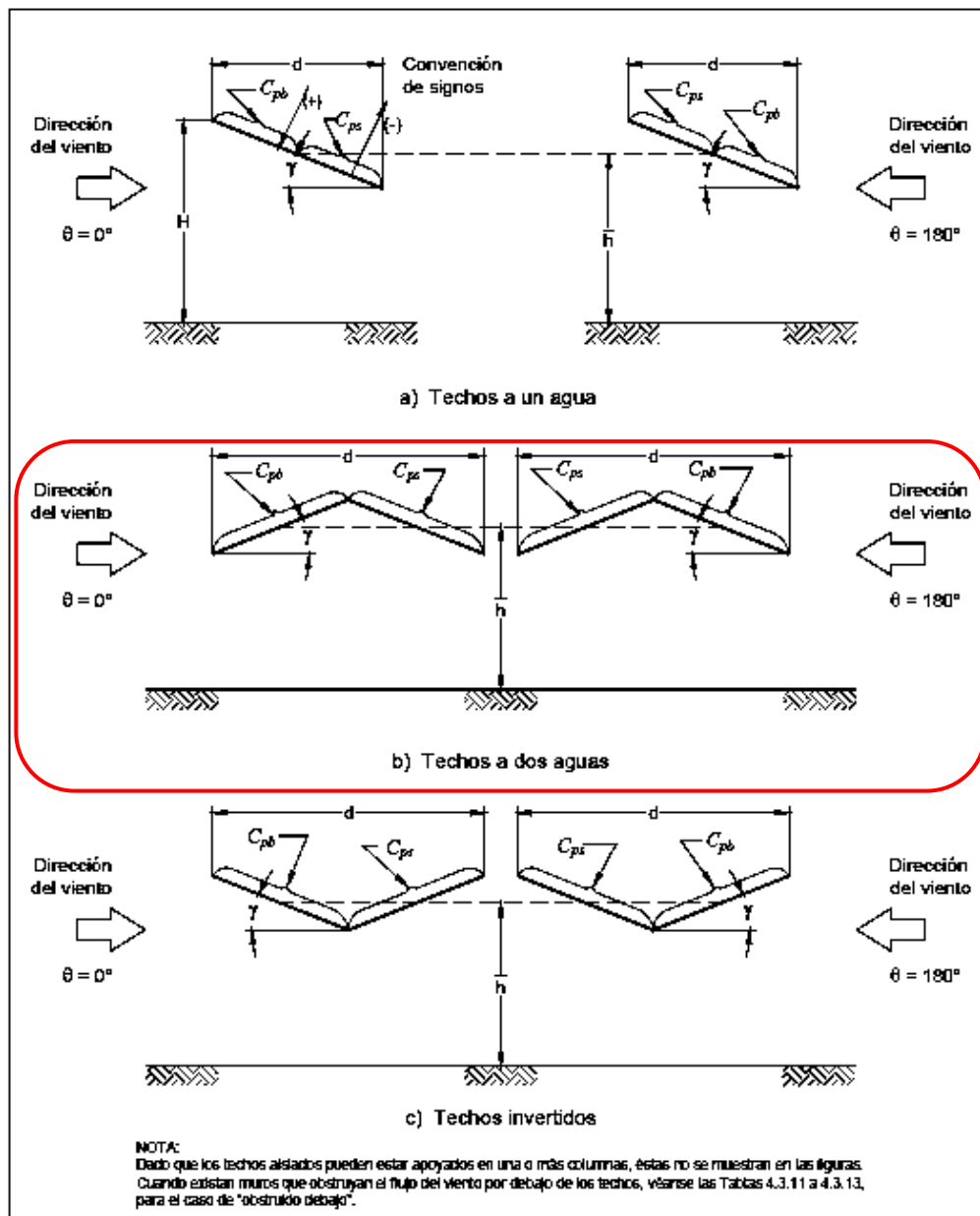


Figura AEAA-4.1.1(b) Techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 29).

$$\hat{h} = [(15.83-4)/2]+4= 9.92\text{m}$$

$$d= 24.5\text{m}$$

$$\frac{\hat{h}}{d} = \frac{9.92}{24.5} = 0.4$$

$$\gamma=44^\circ$$

Tabla AEAA-4.1.1(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS A DOS AGUAS PARA $0.25 \leq h/d \leq 1$, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 31)

Pendiente del techo (γ)	Ángulo (θ)	C_{pb}		C_{pe}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
$0^\circ < \gamma \leq 15.0^\circ$	0°	-0.3, 0.4	-1.2	-0.4, 0.0	-0.9
22.5°	y	-0.3, 0.6	-0.9	-0.6, 0.0	-1.1
30.0°	180°	-0.3, 0.8	-0.5	-0.7, 0.0	-1.3

Nota: Debido a que no se tiene un coeficiente para una inclinación de techo $\gamma=44^\circ$, se utiliza el que más se aproxima.

Con el fin de diseñar los recubrimientos y elementos que los soportan, y con ayuda de la Figura AEAA-4.1.1(c) deberán aplicarse los valores del factor de presión neta local, K_L , que se indican en la Tabla AEAA-4.1.1(c) siguiendo en forma análoga las recomendaciones dadas en el inciso 4.3.2.1.1 del MOC (CFE, 2008) sobre presiones exteriores.

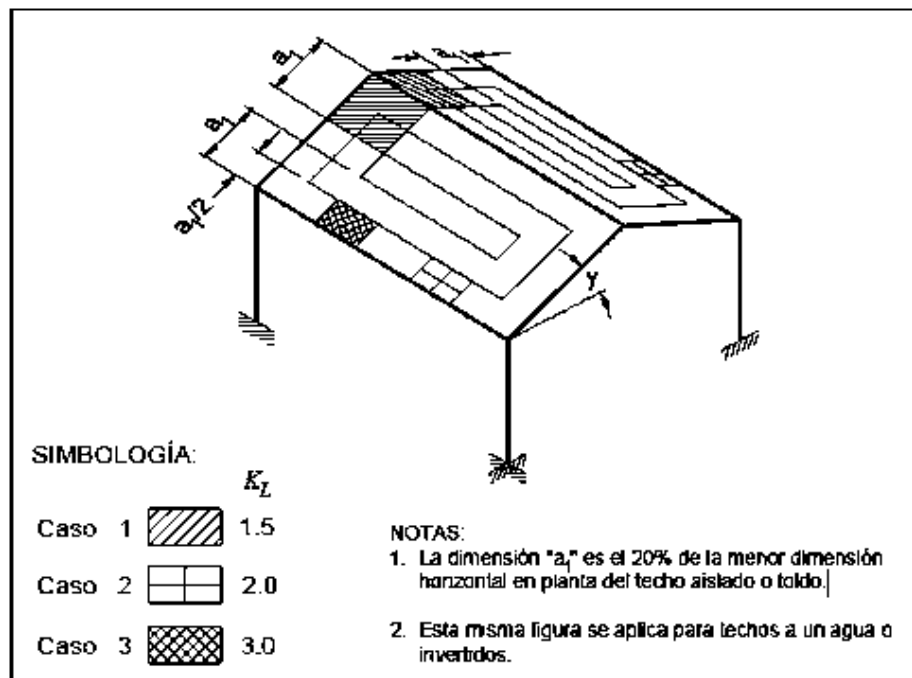


Figura AEAA-4.1.1(c) Factores de presión local, K_L , para techos aislados, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32)

En la Figura AEAA-4.1.1(d) se muestran las distancias medidas a partir del borde del techo, de las cuales se tomará como referencia para indicar el valor del factor K_L correspondiente.

$$a_1 = 0.20(34.06) = 6.81\text{m}$$

$$0.5a_1 = 0.5(6.81) = 3.41\text{m}$$

$$a_1^2 = 6.81^2 = 46.38\text{m}^2$$

$$0.25 a_1^2 = 0.25(46.38) = 11.6\text{m}^2$$

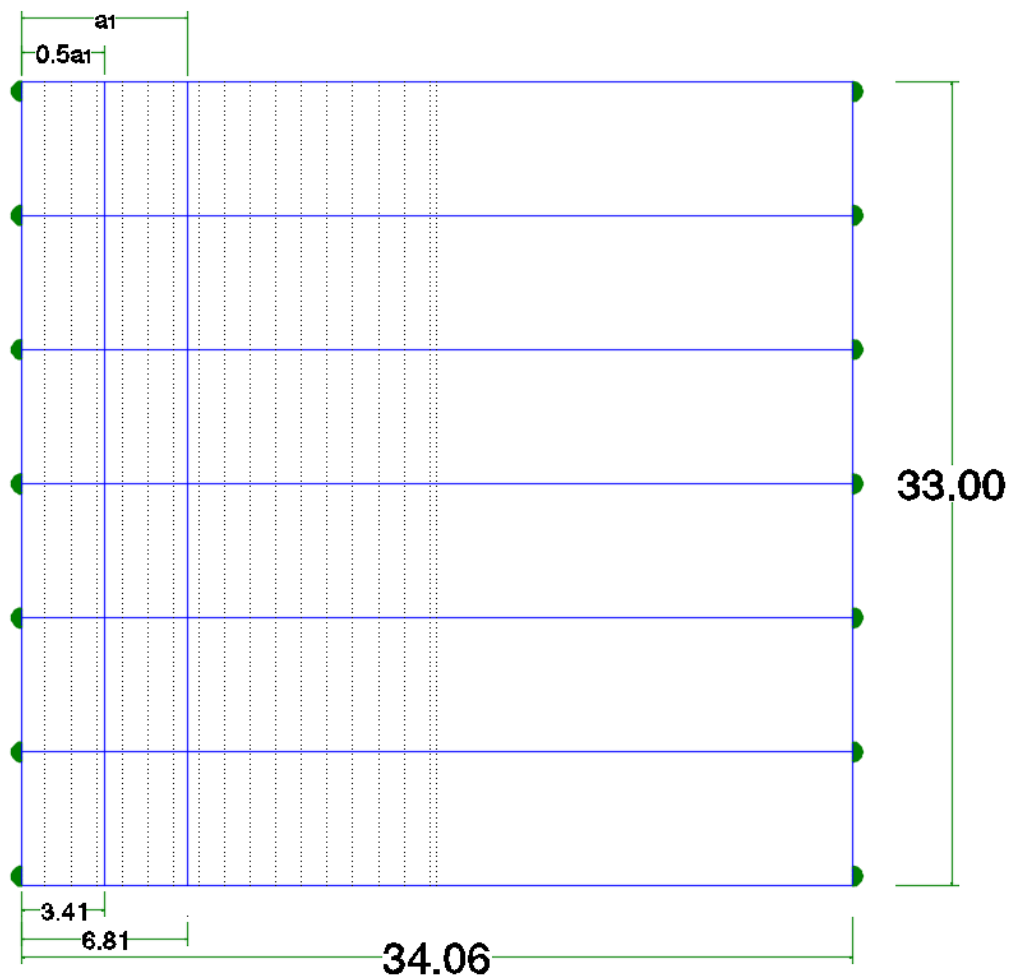


Figura AEAA-4.1.1(d) Vista en planta de la cubierta para seleccionar el valor del coeficiente K_L ,
dimensiones en metros

La Tabla AEAA-4.1.1(c) indica los valores y las condiciones para aplicar el factor de presión local K_L , y en la Tabla AEAA-4.1.1(d) se resumen las zonas y los valores de K_L correspondientes para su aplicación en la cubierta aislada a dos aguas.

Tabla AEAA-4.1.1(c) FACTOR DE PRESIÓN NETA LOCAL, K_L , PARA LOS RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, DE TECHOS AISLADOS Y TOLDOS, (CFE, 2008, pág. 4.3 I. 32)

Caso	Descripción	K_L
1	Presiones sobre un área que esté entre 0 y $1.0 a_1^2$ dentro de una distancia $1.0 a_1$ desde el borde del techo y, cuando el techo tenga una inclinación de 10° o más, desde la cumbrera.	1.5
2	Presiones sobre un área $\leq 0.25 a_1^2$ dentro de una distancia $0.5 a_1$ desde el borde del techo y, cuando el techo tenga una inclinación de 10° o más, desde la cumbrera.	2.0
3	Presiones sobre un área $\leq 0.25 a_1^2$ dentro de una distancia $0.5 a_1$ desde la esquina de barlovento de un techo aislado con una inclinación menor que 10° .	3.0

Tabla AEAA-4.1.1(d) VALORES DE FACTOR DE PRESIÓN LOCAL K_L CORRESPONDIENTES A LA CUBIERTA EN ARCO.

a_1	$0.5a_1$	a_1^2	$0.25a_1^2$	Nomenclatura de Larguero	Distancia entre largueros	Distancia entre largueros acumulada	Área Tributaria (m^2)	K_L
6.81	3.41	46.38	11.59	LARGUERO 1	0.00	0.00	2.70	2
				LARGUERO 2	0.98	0.98	5.54	2
				LARGUERO 3	1.05	2.03	5.68	2
				LARGUERO 4	1.05	3.08	5.68	2
				LARGUERO 5	1.05	4.13	5.68	1.5
				LARGUERO 6	1.05	5.18	5.68	1.5
				LARGUERO 7	1.05	6.23	5.68	1.5
				LARGUERO 8	1.05	7.28	5.68	1
				LARGUERO 9	1.05	8.33	5.68	1
				LARGUERO 10	1.05	9.38	5.68	1
				LARGUERO 11	1.05	10.43	5.68	1
				LARGUERO 12	1.05	11.48	5.68	1
				LARGUERO 13	1.05	12.53	5.68	1
				LARGUERO 14	1.05	13.58	5.68	1
				LARGUERO 15	1.05	14.63	5.68	1
				LARGUERO 16	1.05	15.68	5.68	1
				LARGUERO 17	1.05	16.73	5.68	1
				LARGUERO 18	0.30	17.03	1.65	1
				.	.	.	.	.
				.	.	.	.	.
				.	.	.	.	.
				LARGUERO 68		68.12	2.70	1

AEAA-4.1.2 ZONAS DONDE ACTÚAN LAS PRESIONES EXTERIORES

En las Tablas AEAA-4.1.2(a) y AEAA-4.1.2(b) se resumen los coeficientes y las presiones exteriores que ejerce el viento a la cubierta, obtenidas por medio de un Análisis Estático de acuerdo a lo que indica en el MOC (CFE, 2008).

Tabla AEAA-4.1.2(a) COEFICIENTES Y FACTORES NECESARIOS PARA OBTENER LA PRESIÓN EXTERIOR NETA

q_z (kg/m ²)	C _{pe}		C _{pe}		Factor de Reducción K_A	Factor de Presión local K_L		
	C _{pb} Caso 1	C _{pb} Caso 2	C _{ps} Caso 1	C _{ps} Caso 2		0m a 3.08m	3.09 m a 6.23m	6.24m a 68.12m
180.63	-0.3	0.8	-0.7	0	1	2	1.5	1

Tabla AEAA-4.1.2(b) PRESIÓN EXTERIOR NETA EN LAS CUBIERTAS DE BARLOVENTO Y SOTAVENTO

P_n (kg/m ²)							
CB (Cubierta de barlovento)						CS (Cubierta de sotavento)	
Caso 1			Caso 2			Caso 1	Caso 2
Para $K_L=2$	Para $K_L=1.5$	Para $K_L=1$	Para $K_L=2$	Para $K_L=1.5$	Para $K_L=1$	Para $K_L=1$	Para $K_L=1$
-108.38	-81.28	-54.19	289.01	216.76	144.50	-126.44	0.00

En las Figuras AEAA-4.1.2(a) y AEAA-4.1.2(b) se representan las presiones actuantes en las cubiertas de barlovento y sotavento, para la cubierta en arco analizada como una cubierta aislada a dos aguas.

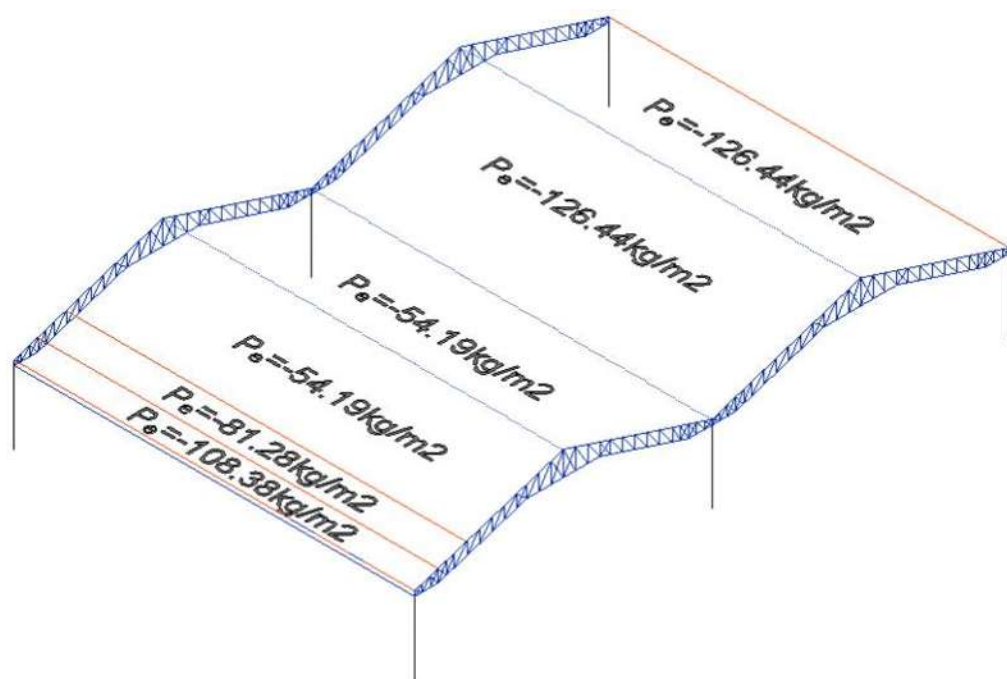


Figura AEAA-4.1.2(a) Representación de las presiones exteriores netas para las cubiertas de barlovento y sotavento correspondientes en cada zona, caso 1

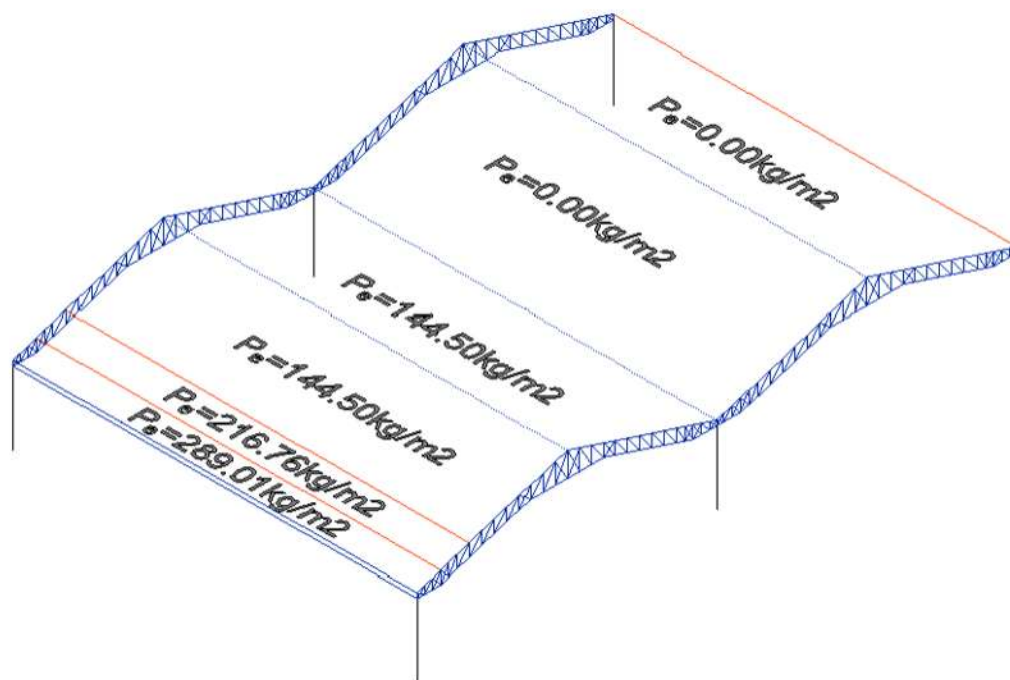


Figura AEAA-4.1.2(b) Representación de las presiones exteriores netas para las cubiertas de barlovento y sotavento correspondientes en cada zona, caso 2

RA-RESUMEN DE LAS ACCIONES

En la Tabla RA-1 se representan de manera general las acciones que actúan en las estructuras analizadas de acuerdo con las secciones AAP, AAV, AAA y AEAA.

Tabla RA-1 CARGAS ACTUANTES EN LAS ESTRUCTURAS

Tipo de acciones		
Permanentes	CM (kg/m ²)	-
Variables	Wa (kg/m ²)	20
	Carga adicional (kg)	100
Accidentales	Wm (kg/m ²)	100
	Pe (kg/m ²)	-

Donde:

CM: Carga muerta correspondiente al peso propio de la lámina

Wa: Carga viva unitaria instantánea correspondiente a cubiertas con pendiente mayor de 10%

Carga adicional: Correspondiente a elementos de cubiertas o azoteas

Wm: Carga viva unitaria máxima correspondiente a cargas por granizo en cubiertas o azoteas

Pe: Presión exterior correspondiente al viento

Como se muestra en la Tabla RA-1, los valores correspondientes a las cargas o acciones variables son iguales para las dos naves industriales que se estudian en este proyecto de igual manera las cargas producidas por granizo, esto se debe a que ambas estructuras presentan características semejantes, como lo es la pendiente mayor al 10%. La carga muerta “CM” y las presiones exteriores “Pe” producidas por el viento varían de acuerdo con la forma y dimensiones de las cubiertas.

Las Tablas RA-2, RA-3 y RA-4 representan los tipos de acciones que se pueden presentar en las diferentes estructuras analizadas. Los valores correspondientes a las presiones ejercidas por el viento varían en cada zona dependiendo de la dirección en la que actúa el viento. Para observar los valores específicos de dichas presiones referirse a la sección AEAA.

Tabla RA-2 TIPOS DE CARGAS ACCIDENTALES ACTUANTES EN LA CUBIERTAS A DOS AGUAS CON CLAROS MULTIPLES

Cargas accidentales actuantes en la cubierta a dos aguas de claros múltiples	
Granizo en vigas (kg/m)	-
Granizo en Cubierta (kg/m ²)	100
Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1	-
Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2	-
Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1	-
Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2	-

Tabla RA-3 TIPOS DE CARGAS ACCIDENTALES ACTUANTES EN LA CUBIERTAS AISLADA A DOS AGUAS

Cargas accidentales actuantes en la cubierta aislada a dos aguas	
Granizo en vigas (kg/m)	-
Granizo en Cubierta (kg/m ²)	100
Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1	-
Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2	-

Tabla RA-4 TIPOS DE CARGAS ACCIDENTALES ACTUANTES EN LA CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MULTIPLES

Cargas accidentales actuantes en la cubierta de arco circular de claros múltiples	
Granizo en vigas (kg/m)	-
Granizo en Cubierta (kg/m ²)	100
Viento en dirección transversal "Estructura principal"	-
Viento en dirección longitudinal "Estructura principal"	-
Viento "Elementos de Recubrimiento y Secundarios"	-

CA-1 COMBINACION DE ACCIONES

Las combinaciones de acciones se plantearon de acuerdo con lo especificado en las NTC del RCCM, las cuales indican que:

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación (NTC, 2017, pág. 691).

De acuerdo con lo anterior, se definen dos tipos de combinaciones para este proyecto, aquellas combinaciones que involucran las cargas permanentes + cargas variables se les denomina combinaciones permanentes, y combinaciones accidentales para aquellas que involucran cargas permanentes + cargas variables + cargas accidentales. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección CA-1.1.

CA-1.1 FACTORES DE CARGA

Los factores de cargas “ F_c ” son amplificaciones definidos con bases teóricas probabilistas que se aplican a las solicitudes para tener un mayor margen de seguridad en la construcción.

Para determinar el factor de carga, F_c , se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso CA-1.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables para las estructuras clasificadas como tipo B de acuerdo a su importancia.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso CA-1.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación (NTC, 2017, pág. 692).

CA-1.2 REPRESENTACIÓN DE LAS COMBINACIONES

En la Tabla CA-1.2(a) se representan las combinaciones especificadas (NTC, 2017, pág. 691), correspondientes al diseño de naves industriales con pendiente mayor a 10% en la cubierta. Se tienen dos combinaciones accidentales ya que en un caso se revisa utilizando la carga viva unitaria instantánea “ W_a ” para cubierta con pendiente mayor al 10% y en el otro caso se revisa utilizando la carga viva unitaria máxima debida al granizo “ W_m ”. Dichas cargas se revisan en diferentes casos debido a que ambas son cargas vivas, por lo tanto, no es probable que se presenten en el mismo instante.

Las estructuras en estudio de acuerdo a su importancia se clasifican como Tipo B, por lo tanto, el factor de carga será de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las cargas variables. Para la combinación que incluye cargas permanentes, variables y accidentales se asigna el valor de amplificación de 1.1 para todas las cargas presentes, Tabla CA-1.2(a).

Tabla CA-1.2(a) COMBINACIONES GENERALES DE CARGAS, CORRESPONDIENTES A LAS DOS NAVES INDUSTRIALES EN ESTUDIO

Combinaciones		
Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 1	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento
Accidentales Caso 2	1.1	CM
	1.1	Granizo en cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento

Además, se tienen otras combinaciones que están en función de la dirección en que actúa el viento y en función del tipo de elemento que se esté revisando. Por ejemplo, en base al análisis estático realizado en las secciones AEAA-1, AEAA-2, AEAA-3 y AEAA-4 se observa que la presión exterior actuante en la cubierta para el diseño de los largueros o elementos secundarios es diferente a la presión exterior obtenida para el diseño de la estructura principal. De igual manera, existen combinaciones de cargas que corresponden al viento actuando en dirección longitudinal y otras combinaciones que corresponden al viento actuando en dirección transversal.

Para obtener un diseño estructural óptimo se requiere analizar cada una de las combinaciones y elegir para diseño la que genere los esfuerzos más desfavorables. En las Tablas CA-1.2(b-d) se representan las combinaciones de cargas correspondientes a la nave industrial con claros múltiples y cubierta a dos aguas para el diseño de la estructura principal y elementos secundarios, revisadas de acuerdo con la sección AEAA-1.

Tabla CA-1.2(b) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES

Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 1	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1
Accidentales Caso 2	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1
Accidentales Caso 3	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2
Accidentales Caso 4	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2
Accidentales Caso 5	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1
Accidentales Caso 6	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1
Accidentales Caso 7	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2
Accidentales Caso 8	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2

Tabla CA-1.2(c) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 9	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1 para KL caso 1
Accidentales Caso 10	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1 para KL caso 1
Accidentales Caso 11	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2 para KL caso 1
Accidentales Caso 12	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2 para KL caso 1
Accidentales Caso 13	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1 para KL caso 1
Accidentales Caso 14	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1 para KL caso 1
Accidentales Caso 15	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2 para KL caso 1
Accidentales Caso 16	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2 para KL caso 1

Tabla CA-1.2(d) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA A DOS AGUAS CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Accidentales Caso 17	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1 para KL caso 2
Accidentales Caso 18	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1 para KL caso 2
Accidentales Caso 19	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2 para KL caso 2
Accidentales Caso 20	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2 para KL caso 2
Accidentales Caso 21	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1 para KL caso 2
	1.1	
Accidentales Caso 22	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 1 para KL caso 2
Accidentales Caso 23	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2 para KL caso 2
Accidentales Caso 24	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 90° y 270° Caso 2 para KL caso 2

En la Tabla CA-1.2(e) se representan las combinaciones de cargas correspondientes a la nave industrial a dos aguas con un solo claro, revisada por medio del análisis estático de acuerdo con la sección AEAA-2.

Tabla CA-1.2(e) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS

Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 1	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1
Accidentales Caso 2	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1
Accidentales Caso 3	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2
Accidentales Caso 4	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2

Para el caso de la nave industrial con cubierta en arco circular se hicieron dos análisis estáticos de cargas debido a el MOC de la CFE no presenta un estudio de viento específico para el caso en estudio, las combinaciones de cargas correspondientes al análisis de cubierta en arco circular con planta cerrada se representan en las Tablas CA-1.2(f-g), y en la Tabla CA-1.2(h) se representan las combinaciones correspondientes al análisis como cubierta aislada a dos aguas.

Tabla CA-1.2(f) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

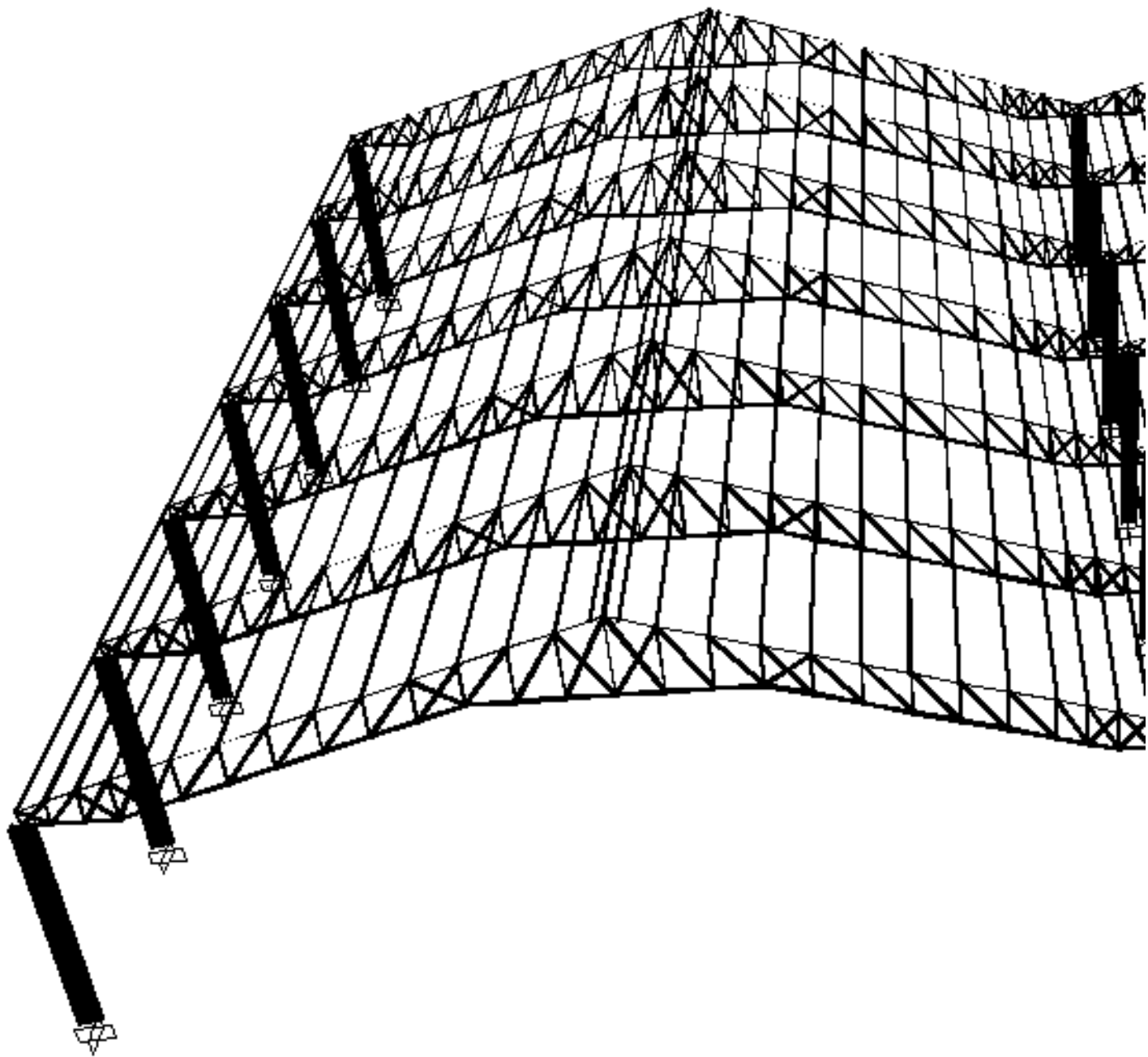
Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 1	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección longitudinal
Accidentales Caso 2	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección longitudinal
Accidentales Caso 3	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección transversal
Accidentales Caso 4	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección transversal

Tabla CA-1.2(g) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR CON CLAROS MÚLTIPLES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO Y SECUNDARIOS

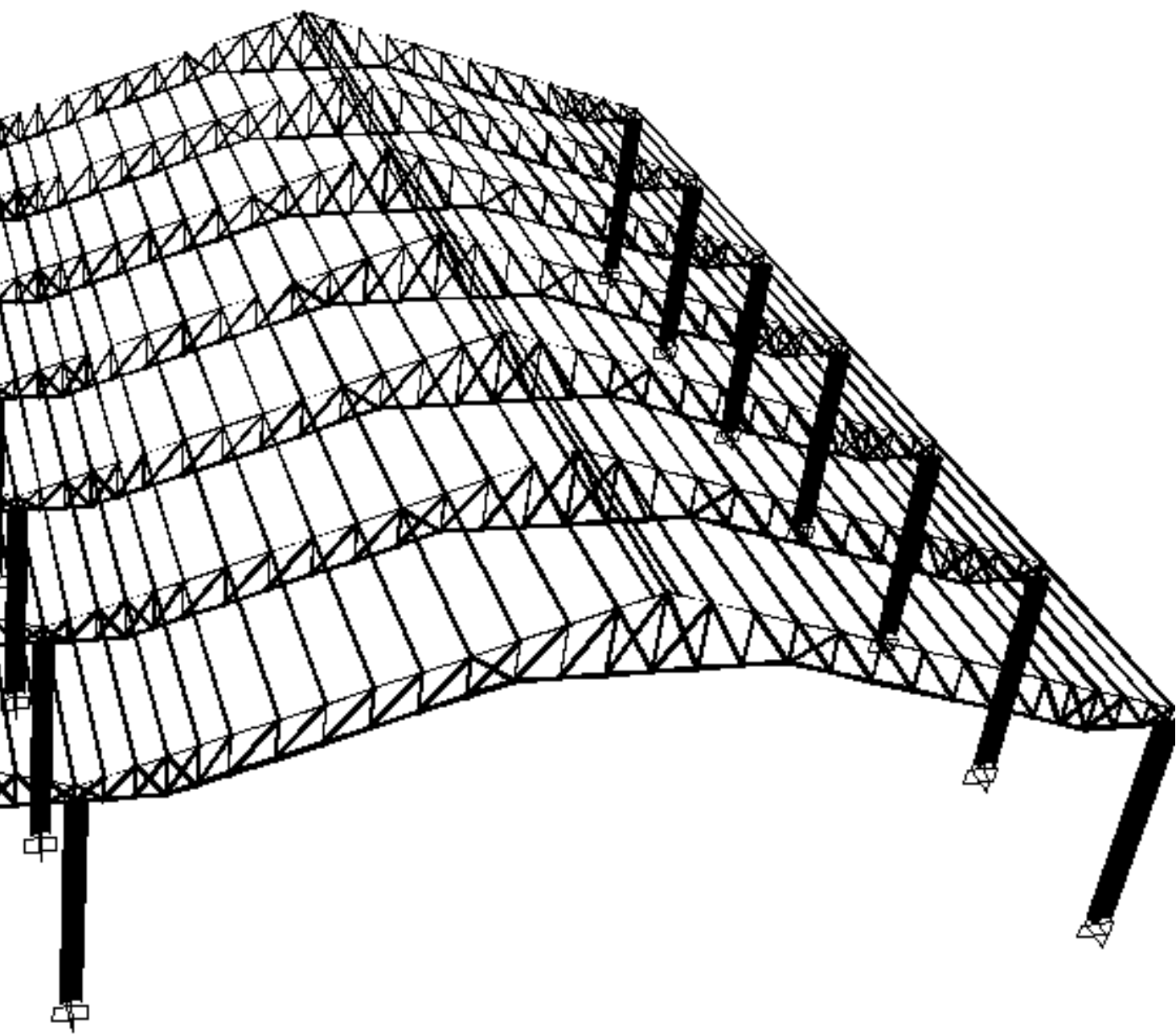
Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 1	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento "Elementos de recubrimiento y secundarios"
Accidentales Caso 2	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento "Elementos de recubrimiento y secundarios"

**Tabla CA-1.2(h) COMBINACIONES DE CARGAS ACTUANTES PARA LA CUBIERTA EN ARCO
ANALIZADA COMO CUBIERTA AISLADA A DOS AGUAS**

Tipo de combinaciones	Factor	Tipo de acciones
Permanentes	1.3	CM
	1.5	Wa
	1.5	Carga adicional
Accidentales Caso 1	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1
Accidentales Caso 2	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 1
Accidentales Caso 3	1.1	CM
	1.1	Wa
	1.1	Granizo en Vigas
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2
Accidentales Caso 4	1.1	CM
	1.1	Granizo en Cubierta
	1.1	Carga adicional
	1.1	Viento en dirección de 0° y 180° Caso 2



ÑO ESTRUCTURAL



AE-ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se desarrolló utilizando como ayuda el Software SAP2000, programa donde se hicieron modelos numéricos de las dos estructuras en estudio, el análisis estructural se condujo de acuerdo a las condiciones de carga estipuladas reglamentariamente y analizadas en las secciones AAP, AAV, AAA, AEAA y a las combinaciones correspondientes especificadas en la sección CA. Cada una de las condiciones que se emplearon para la elaboración de los modelos, así como la justificación de dichas condiciones se representan en la sección DM. Los resultados obtenidos de los análisis se estudiaron por medio de tablas que permiten identificar de manera funcional los elementos que están sometidos a las condiciones esfuerzos y deformaciones más desfavorables

AE-1 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA A DOS AGUAS

AE-1.1 SUPERESTRUCTURA

AE-1.1.1 MIEMBROS EN TENSIÓN

AE-1.1.1.1 CUERDA SUPERIOR CRÍTICA

Del proceso de análisis obtenemos que la combinación de cargas más desfavorable para las cuerdas superiores se presenta en el elemento "5320", donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 8. En la Tabla AE-1.1.1.1 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de tensión de 0.37 ton, y dicho elemento se ubica en el séptimo marco de la estructura (Figura DE-1.1.1.1).

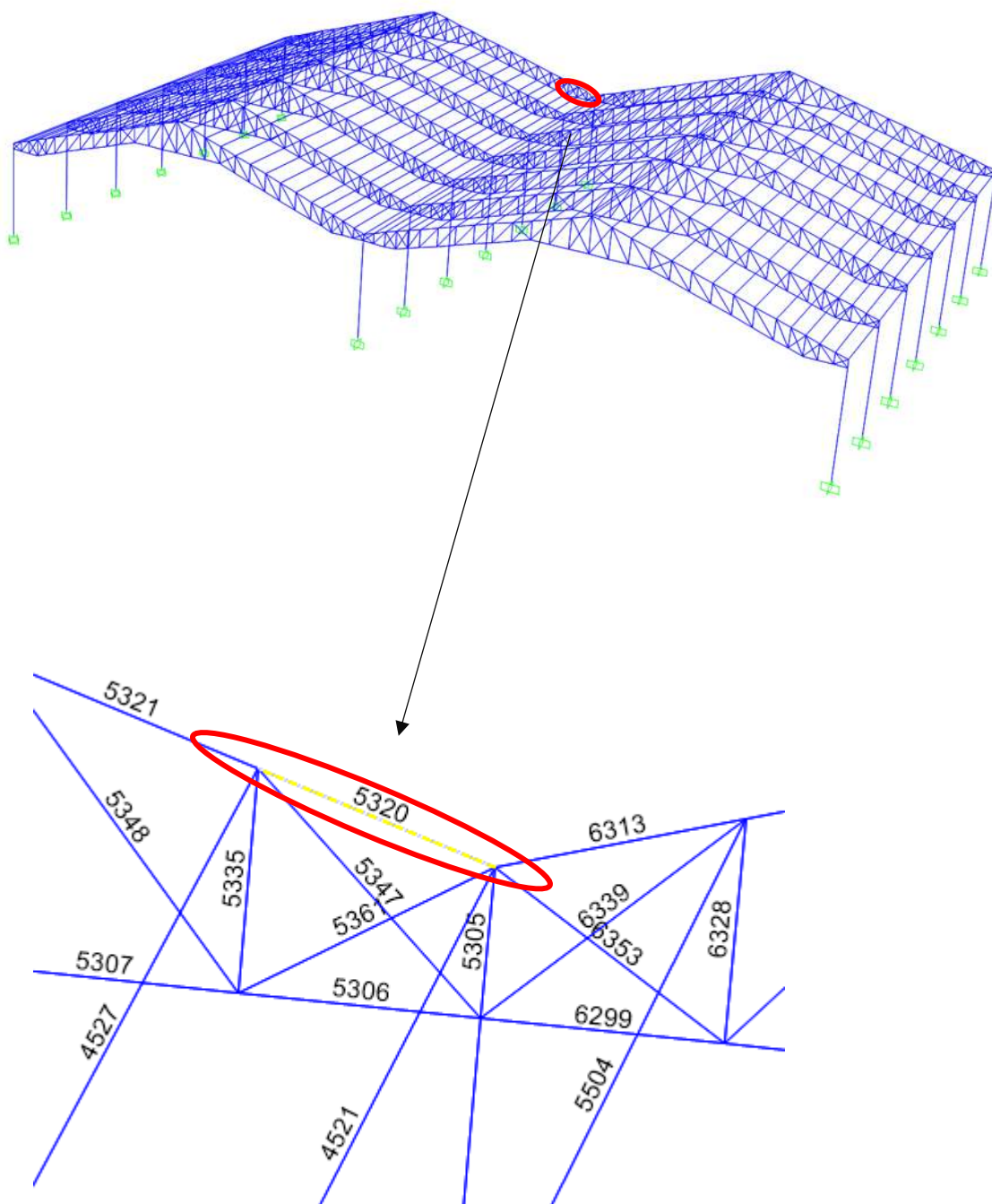


Figura AE-1.1.1.1 Cuerda superior crítica

Tabla AE-1.1.1.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS CUERDAS SUPERIORES

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
Text	m	Text	Text	Tonf
5320	0	Accidentales Caso 8	Combination	0.3669
6313	0	Accidentales Caso 8	Combination	0.3669
5320	0	Accidentales Caso 2	Combination	0.2955
5320	0	Accidentales Caso 4	Combination	0.2955
6313	0	Accidentales Caso 2	Combination	0.2955
6313	0	Accidentales Caso 4	Combination	0.2955
5320	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.2345
6313	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.2345
5321	0	Accidentales Caso 8	Combination	0.1784
6314	0	Accidentales Caso 8	Combination	0.1783
5320	0	Accidentales Caso 7	Combination	0.1736
6313	0	Accidentales Caso 7	Combination	0.1736
169	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.1706
169	0	Accidentales Caso 8	Combination	0.1706
1117	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.1706

AE-1.1.1.2 BARRA VERTICAL CRÍTICA

Del proceso de análisis se obtiene que la combinación de cargas más desfavorable para las barras verticales se presenta en el elemento “751”, donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 4. En la Tabla AE-1.1.1.2 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de tensión de 11.19 ton, y dicho elemento se ubica en el marco central de la estructura (Figura DE-1.1.1.2).

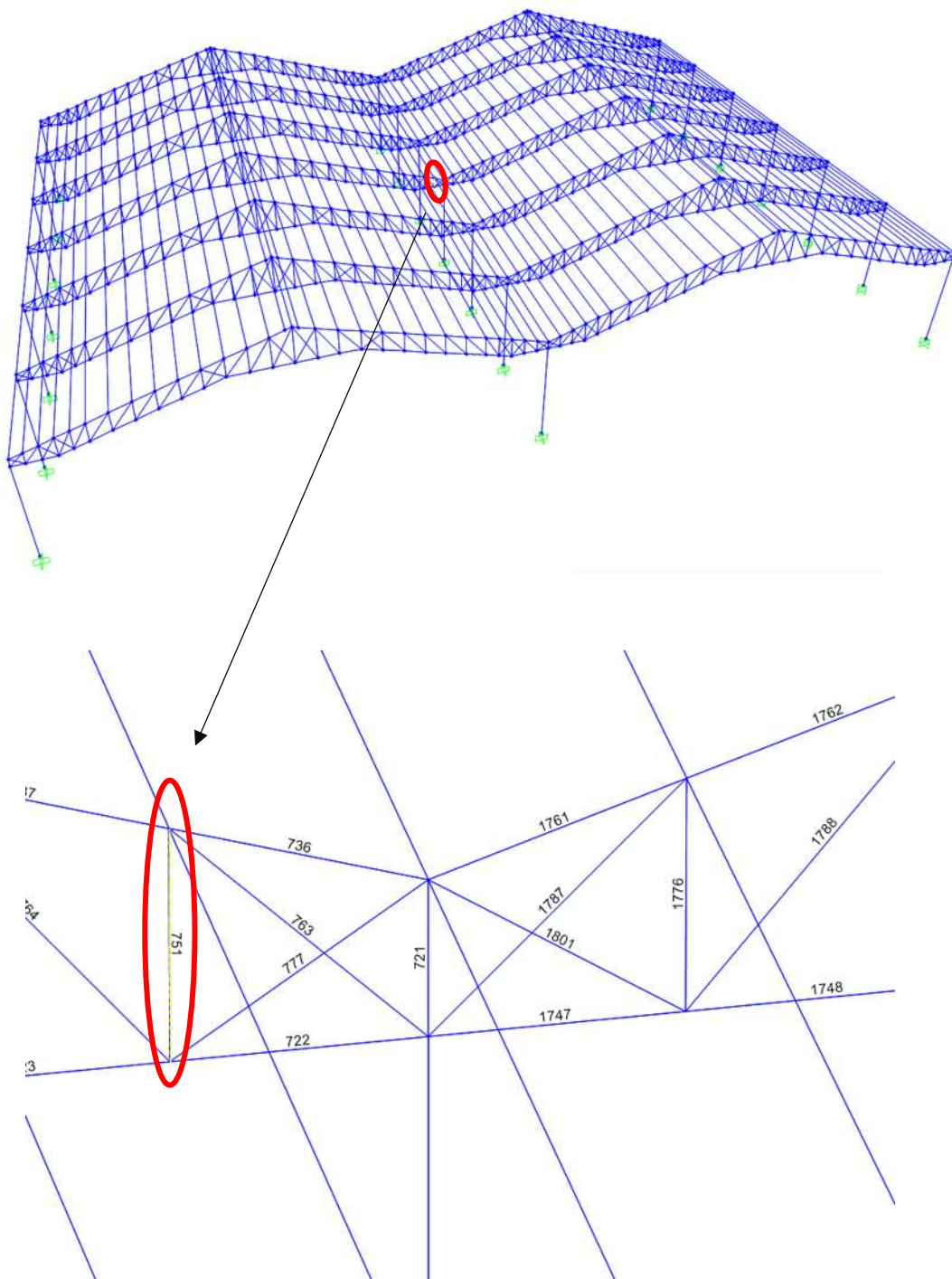


Figura AE-1.1.1.2 Barra vertical crítica

**Tabla AE-1.1.1.2 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS
BARRAS VERTICALES**

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
Text	m	Text	Text	Tonf
751	0	Accidentales Caso 4	Combination	11.1942
497	0	Accidentales Caso 4	Combination	11.1845
1005	0	Accidentales Caso 4	Combination	11.1845
624	0	Accidentales Caso 4	Combination	11.1611
878	0	Accidentales Caso 4	Combination	11.1611
1524	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.8729
2028	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.8729
1776	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.8644
1650	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.8285
1902	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.8285
184	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.11
1132	0	Accidentales Caso 4	Combination	10.11
1212	0	Accidentales Caso 4	Combination	9.3431
2154	0	Accidentales Caso 4	Combination	9.3431
498	0	Accidentales Caso 4	Combination	6.5265

AE-1.1.2 MIEMBROS EN TENSION Y CORTANTE

AE-1.1.2.1 RIOSTRA CRÍTICA

Del proceso de análisis obtenemos que la combinación de cargas más desfavorable para las riostras se presenta en el elemento "94", donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 5. En la Tabla AE-1.1.2.1 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de tensión de 0.07 ton, y dicho elemento se ubica entre el primero y segundo marco de la estructura (Figura DE-1.1.2.1).

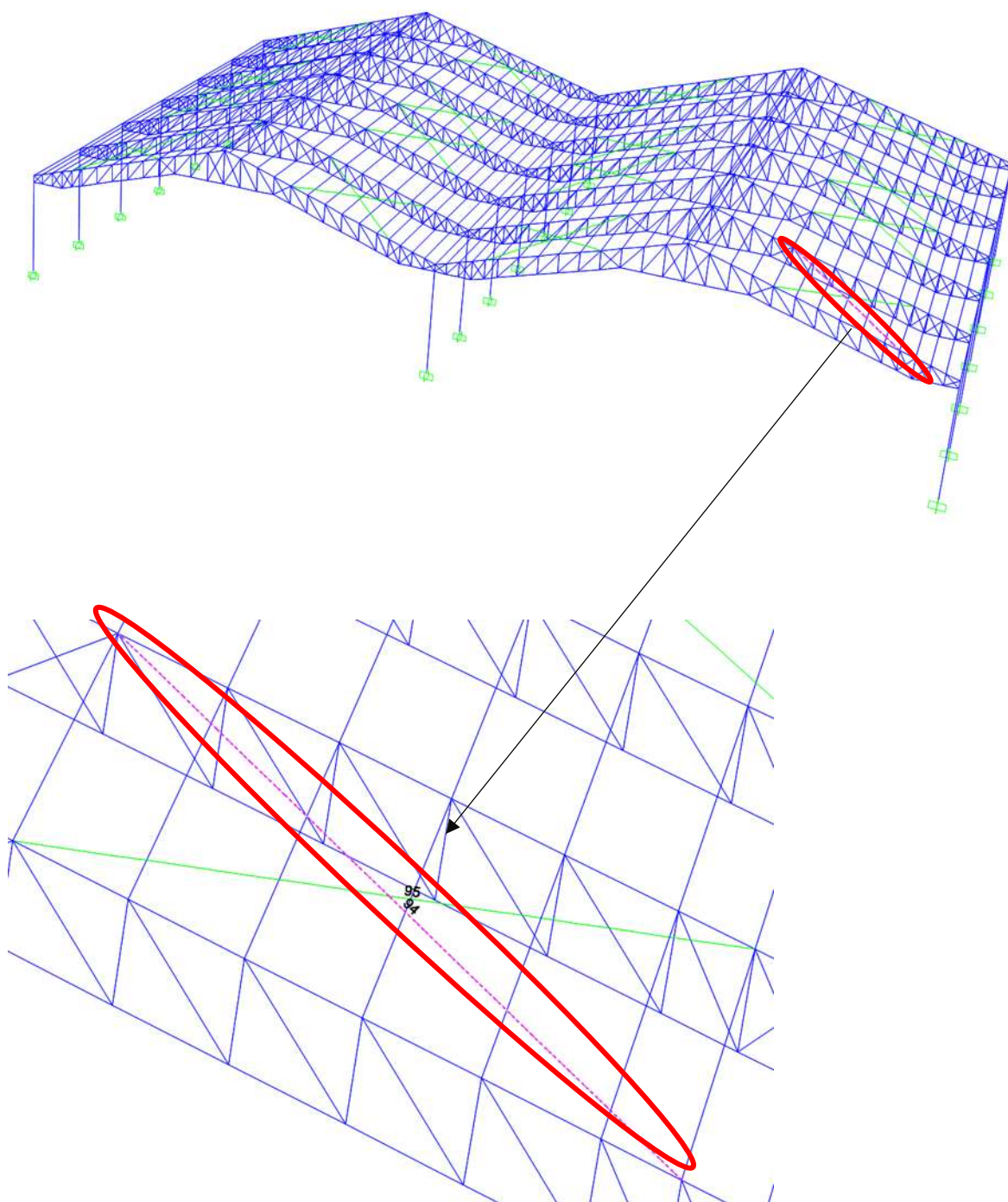


Figura AE-1.1.2.1 Riostra crítica

Tabla AE-1.1.2.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS
RIOSTRAS

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
Text	m	Text	Text	Tonf
94	0	Accidentales Caso 5	Combination	0.0745
94	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.0745
64	0	Accidentales Caso 5	Combination	0.0739
64	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.0739
68	0	Accidentales Caso 5	Combination	0.055
68	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.055
92	0	Accidentales Caso 5	Combination	0.0546
92	0	Accidentales Caso 6	Combination	0.0546
2251	0	Accidentales Caso 1	Combination	0.0499
2251	0	Accidentales Caso 2	Combination	0.0499
2264	0	Accidentales Caso 1	Combination	0.0499
2264	0	Accidentales Caso 2	Combination	0.0499
1165	0	Accidentales Caso 1	Combination	0.0438
1165	0	Accidentales Caso 2	Combination	0.0438

AE-1.1.3 MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL

AE-1.1.3.1 CUERDA INFERIOR CRÍTICA

Del proceso de análisis obtenemos que la combinación de cargas más desfavorable para la cuerda inferior se presenta en el elemento "976", donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 4. En la Tabla AE-1.1.3.1 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de compresión de 39.98 ton, y dicho elemento se ubica en el sexto marco de la estructura (Figura DE-1.1.3.1).

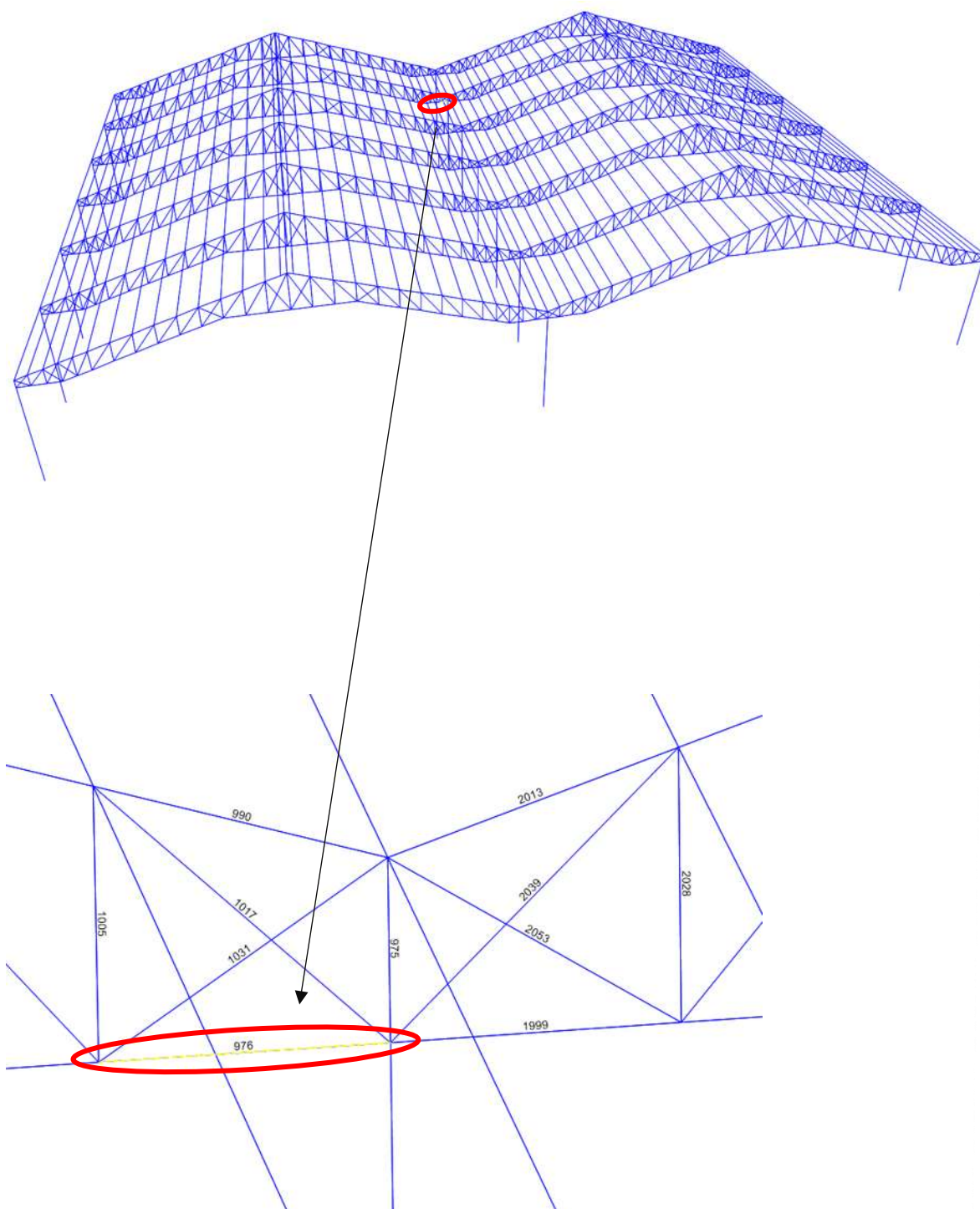


Figura AE-1.1.3.1 Cuerda inferior crítica

Tabla AE-1.1.3.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS CUERDAS INFERIORES

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
Text	m	Text	Text	Tonf
976	0	Accidentales Caso 3	Combination	-22.4946
1183	0	Accidentales Caso 4	Combination	-34.8398
2125	0	Accidentales Caso 4	Combination	-34.8398
155	0	Accidentales Caso 4	Combination	-37.135
1103	0	Accidentales Caso 4	Combination	-37.135
1621	0	Accidentales Caso 4	Combination	-37.8223
1873	0	Accidentales Caso 4	Combination	-37.8223
1747	0	Accidentales Caso 4	Combination	-37.8813
1495	0	Accidentales Caso 4	Combination	-38.1078
1999	0	Accidentales Caso 4	Combination	-38.1078
595	0	Accidentales Caso 4	Combination	-39.6931
849	0	Accidentales Caso 4	Combination	-39.6931
722	0	Accidentales Caso 4	Combination	-39.7542
468	0	Accidentales Caso 4	Combination	-39.9803
976	0	Accidentales Caso 4	Combination	-39.9803

AE-1.1.3.2 MONTANTE CRÍTICO

Del proceso de análisis obtenemos que la combinación de cargas más desfavorable para los montantes se presenta en el elemento “763”, donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 4. En la Tabla AE-1.1.3.2 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de compresión de 23.30 ton, y dicho elemento se ubica en el marco central de la estructura (Figura DE-1.1.3.2).

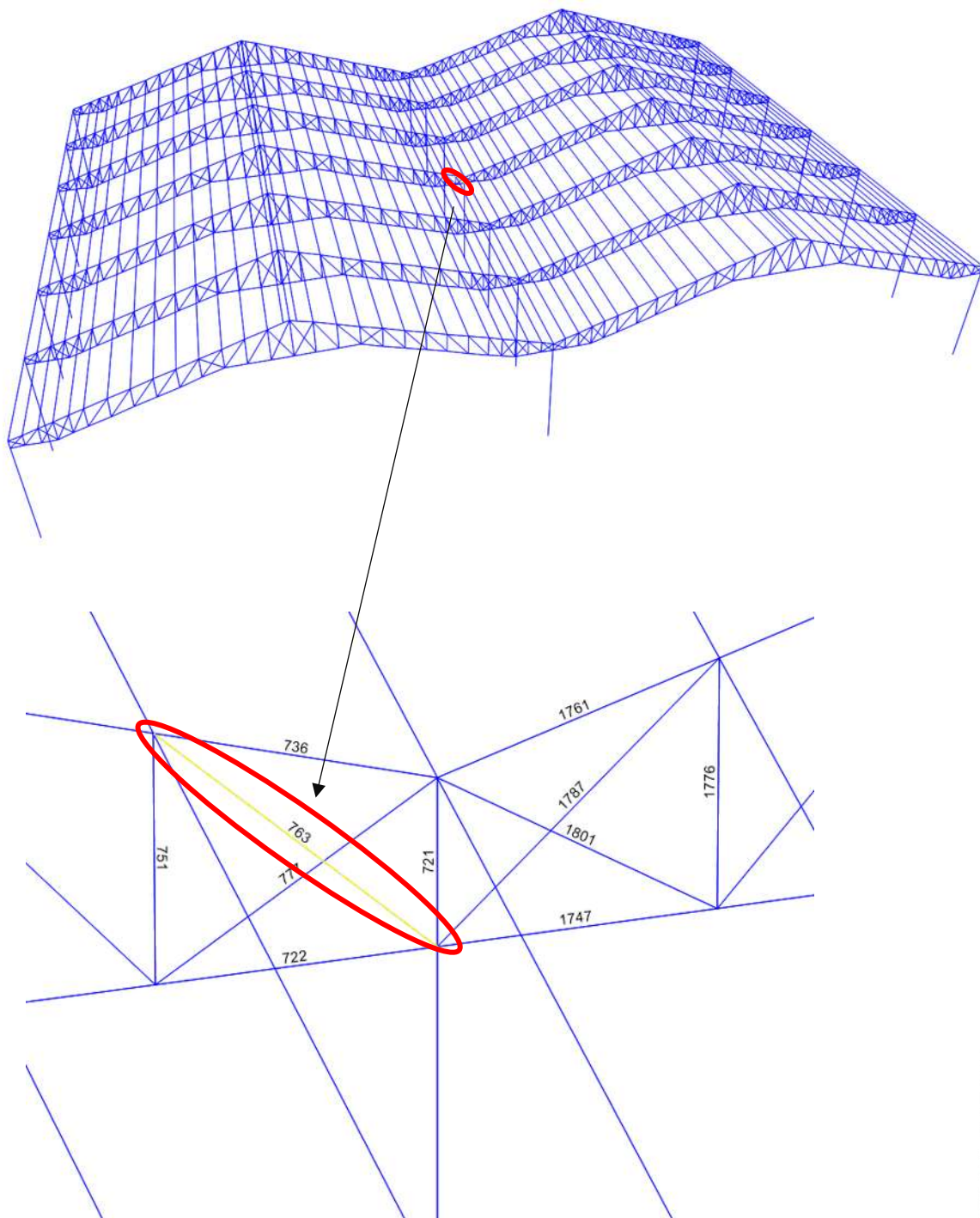


Figura AE-1.1.3.2 Montante crítico

Tabla AE-1.1.3.2 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LOS MONTANTES

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
Text	m	Text	Text	Tonf
1787	0	Accidentales Caso 4	Combination	-19.1233
197	0	Accidentales Caso 4	Combination	-19.8914
1145	0	Accidentales Caso 4	Combination	-19.8914
196	0	Accidentales Caso 4	Combination	-20.7419
1144	0	Accidentales Caso 4	Combination	-20.7419
637	0	Accidentales Caso 4	Combination	-21.6993
891	0	Accidentales Caso 4	Combination	-21.6993
764	0	Accidentales Caso 4	Combination	-21.7473
510	0	Accidentales Caso 4	Combination	-21.9087
1018	0	Accidentales Caso 4	Combination	-21.9087
509	0	Accidentales Caso 4	Combination	-22.983
1017	0	Accidentales Caso 4	Combination	-22.983
636	0	Accidentales Caso 4	Combination	-23.1396
890	0	Accidentales Caso 4	Combination	-23.1396
763	0	Accidentales Caso 4	Combination	-23.2981

AE-1.1.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIDOS

AE-1.1.4.1 COLUMNA CRÍTICA

Del proceso de análisis obtenemos que la combinación de cargas más desfavorable para las columnas se presenta en el elemento "699", donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 4. En la Tabla AE-1.1.4.1 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de flexión de 83.18 ton-m y a un esfuerzo de compresión de 17.33 ton, y dicho elemento se ubica en el marco central de la estructura (Figura DE-1.1.4.1).

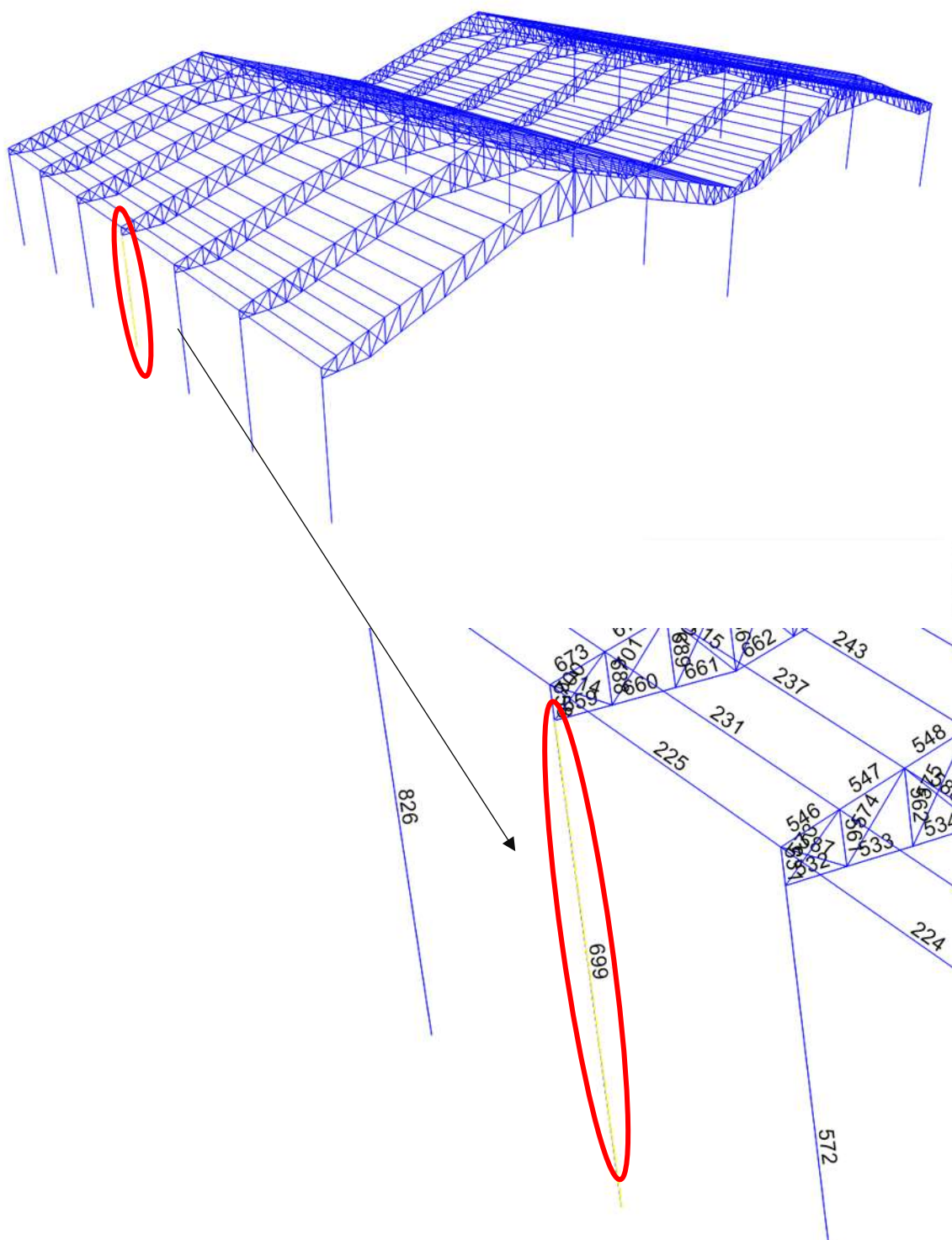


Figura AE-1.1.4.1 Columna crítica

Tabla AE-1.1.4.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LAS COLUMNAS

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
445	0	Accidentales Caso 2	Combination	-5.1727	-4.8365	0.0029	0.01681	-27.56797
953	0	Accidentales Caso 2	Combination	-5.1727	-4.8365	-0.0029	-0.01681	-27.56797
87	0	Accidentales Caso 3	Combination	-9.1577	-9.0303	-0.0102	-0.05813	-51.47252
1080	0	Accidentales Caso 3	Combination	-9.1577	-9.0303	0.0102	0.05813	-51.47252
445	0	Accidentales Caso 3	Combination	-12.1377	-9.1772	0.0027	0.01536	-52.31023
953	0	Accidentales Caso 3	Combination	-12.1377	-9.1772	-0.0027	-0.01536	-52.31023
572	0	Accidentales Caso 3	Combination	-11.9965	-9.1801	-0.0004705	-0.00268	-52.32662
826	0	Accidentales Caso 3	Combination	-11.9965	-9.1801	0.0004705	0.00268	-52.32662
699	0	Accidentales Caso 3	Combination	-12.0322	-9.183	5.871E-12	3.347E-11	-52.34331
87	0	Accidentales Caso 4	Combination	-13.3281	-14.3679	-0.011	-0.06278	-81.89689
1080	0	Accidentales Caso 4	Combination	-13.3281	-14.3679	0.011	0.06278	-81.89689
445	0	Accidentales Caso 4	Combination	-17.4192	-14.5802	0.0025	0.01419	-83.10728
953	0	Accidentales Caso 4	Combination	-17.4192	-14.5802	-0.0025	-0.01419	-83.10728
572	0	Accidentales Caso 4	Combination	-17.2999	-14.5889	-0.0005468	-0.00312	-83.15648
826	0	Accidentales Caso 4	Combination	-17.2999	-14.5889	0.0005468	0.00312	-83.15648
699	0	Accidentales Caso 4	Combination	-17.3266	-14.5923	1.09E-11	6.214E-11	-83.17615

AE-1.1.5 MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN BIAxIAL

AE-1.1.5.1 LARGUERO CRÍTICO

Del proceso de análisis se obtiene que la combinación de cargas más desfavorable para las columnas se presenta en el elemento “314”, donde son las cargas críticas correspondientes a la combinación de cargas accidentales para el caso 23. En la Tabla AE-1.1.5.1 se puede observar que el elemento se encuentra sometido a un esfuerzo de flexión de 0.54 ton-m y a un esfuerzo de cortante de 0.56 ton, y dicho elemento se ubica entre el segundo y tercer marco de la estructura (Figura DE-1.1.5.1).

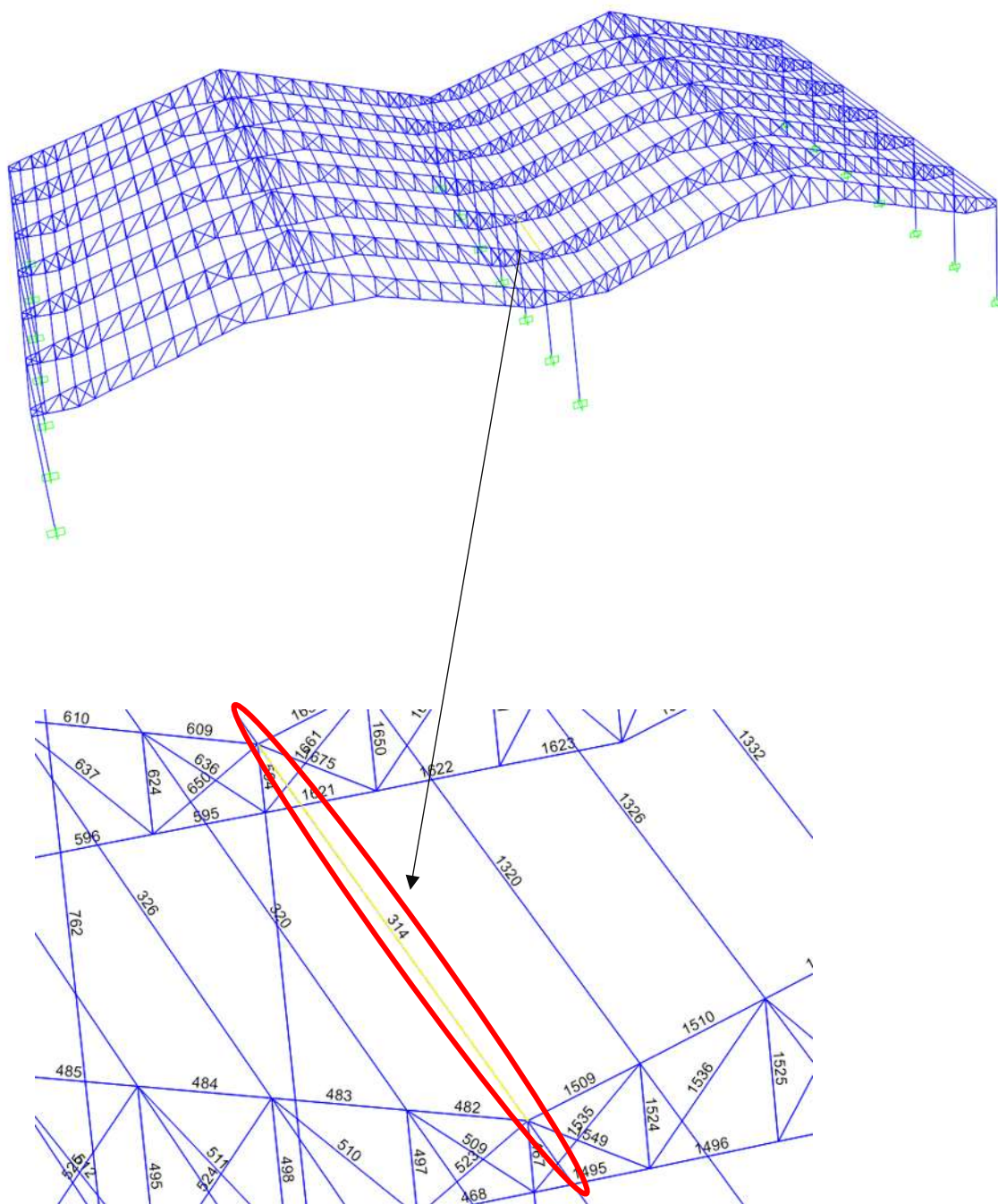


Figura AE-1.1.5.1 Larguero crítico

Tabla AE-1.1.5.1 ELEMENTOS MECÁNICOS CRÍTICOS CORRESPONDIENTES A LOS LARGUEROS

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
316	0	Accidentales Caso 23	Combination	0.02	-0.5645	-7.808E-18	-2.396E-17	-0.54272
4518	0	Accidentales Caso 15	Combination	0.0282	-0.5645	4.806E-09	2.757E-08	-0.54273
4518	0	Accidentales Caso 23	Combination	0.0235	-0.5645	2.799E-09	1.811E-08	-0.54273
4518	0	Accidentales Caso 9	Combination	0.014	-0.5645	-1.217E-09	-8.264E-10	-0.54275
4518	0	Accidentales Caso 11	Combination	0.014	-0.5645	-1.217E-09	-8.264E-10	-0.54275
4518	0	Accidentales Caso 17	Combination	0.014	-0.5645	-1.217E-09	-8.264E-10	-0.54275
4518	0	Accidentales Caso 19	Combination	0.014	-0.5645	-1.217E-09	-8.264E-10	-0.54275
314	0	Accidentales Caso 9	Combination	-0.0314	-0.5645	9.177E-09	3.61E-10	-0.54294
314	0	Accidentales Caso 17	Combination	-0.0207	-0.5645	6.115E-09	2.405E-10	-0.54296
314	0	Accidentales Caso 11	Combination	-0.0149	-0.5645	-2.868E-08	-1.128E-09	-0.54297
314	0	Accidentales Caso 19	Combination	-0.0096	-0.5645	-1.912E-08	-7.52E-10	-0.54298
314	0	Accidentales Caso 13	Combination	0.0009322	-0.5645	1.593E-18	6.226E-18	-0.543
314	0	Accidentales Caso 15	Combination	0.0009322	-0.5645	1.593E-18	6.226E-18	-0.543
314	0	Accidentales Caso 21	Combination	0.0009322	-0.5645	1.593E-18	6.226E-18	-0.543
314	0	Accidentales Caso 23	Combination	0.0009322	-0.5645	1.593E-18	6.226E-18	-0.543

AE-1.2 CIMENTACIÓN

AE-1.2.1 DADO DE CIMENTACIÓN

El dado de cimentación debido a que es un elemento corto no es susceptible a presentar flexión, además, el suelo le aporta rigidez debido a que se encuentra empotrado, por lo tanto, el dado de cimentación es un elemento que trabaja únicamente a carga axial. El esfuerzo al que se encuentra sometido el dado de cimentación corresponde a la reacción que presenta el suelo, dicho esfuerzo se representa por medio de la Tabla AE-1.2.1, en la cual se muestra que las cargas críticas corresponden a la combinación de cargas accidentales caso 4, y se presenta un esfuerzo de compresión de 17.33 ton.

Tabla AE-1.2.1 CARGA AXIAL ACTUANTE EN EL DADO DE CIMENTACIÓN CRÍTICO

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
374	Accidentales Caso 4	Combination	17.33

AE-1.2.2 ZAPATA AISLADA

Los esfuerzos que se presentan en las columnas son transmitidos hacia el suelo por medio de la cimentación, por lo tanto, las zapatas se diseñarán para los elementos mecánicos que se presentan en la columna crítica, dichos elementos se representan por medio de la Tabla AE-1.2.2.

Tabla AE-1.2.2 ELEMENTOS MECÁNICOS TRANSMITIDOS DE LA COLUMNA CRÍTICA HACIA LA CIMENTACIÓN

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
699	0	Accidentales Caso 4	Combination	-17.33	-14.59	0.00	0.00	-83.18

AE-2 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR

AE-2.1 SUPERESTRUCTURA

AE-2.1.1 CUBIERTA

El sistema de arco techo no requiere de una estructura de soporte, ya que, de acuerdo con los diferentes calibres disponibles en el mercado, la lámina por sí misma es capaz de resistir cualquier tipo de sollicitación a la que pueda someterse.

El fabricante en sus fichas técnicas (AceroMart, 2018), especifica las propiedades mecánicas de las láminas, las cuales servirán de referencia para que el proyectista por medio del análisis estructural verifique que la lámina propuesta para diseño este dentro de los límites permisibles que establece el fabricante.

Propiedades mecánicas del perfil Arcotecho (AceroMart, 2018);

$$\text{Deflexión máxima permisible} = \frac{L}{120} = \frac{2,950\text{cm}}{120} = 24.58 \approx 25\text{cm}$$

Módulo de elasticidad $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo máximo de trabajo $1,560 \text{ kg/cm}^2$

Por medio de la herramienta SAP2000 se realizó un modelo numérico que permita llevar a cabo el análisis estructural de la cubierta en arco circular, en las Tablas AE-2.1.1(a-b) y Figuras AE-2.1.1(a-d) se observa la deflexión máxima que se presenta en la cubierta, tanto para diseño de elementos de recubrimiento, como para el diseño de la estructura principal en todos los casos la deflexión que se presenta en la cubierta es menor a la deflexión permisible que establece el fabricante, por lo tanto, no se presentarán problemas en el estado límite de servicio por deflexiones.

El esfuerzo al que se encuentra sometida la cubierta varía dependiendo de la combinación de cargas, los casos más desfavorables se presentan en las Tablas AE-2.1.1(c-d) y Figuras AE-2.1.1(e-h), donde se observa que el esfuerzo máximo al que se estará sujeta la cubierta es de 131.25kg/cm^2 , el cual se presenta ante la combinación de cargas accidentales caso 4, para el diseño de elementos principales. Dicho esfuerzo se encuentra por debajo del esfuerzo máximo de trabajo que establece el fabricante para éste tipo de cubiertas, por lo tanto, es adecuado el perfil Arcotecho propuesto.

**Tabla AE-2.1.1(a) DEFLEXIONES MÁXIMAS QUE SE PRESENTAN EN LA CUBIERTA
PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES**

TABLE: Joint Displacements			
Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	cm
39	Accidentales caso 3 Estructura principal	Combination	0.274
40	Accidentales caso 3 Estructura principal	Combination	0.273
81	Accidentales caso 3 Estructura principal	Combination	0.272
120	Accidentales caso 3 Estructura principal	Combination	0.271
.	.	.	.
.	.	.	.
-	-	-	0.000
.	.	.	.
.	.	.	.
514	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-1.037
518	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-1.040
2144	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-1.043
517	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-1.044

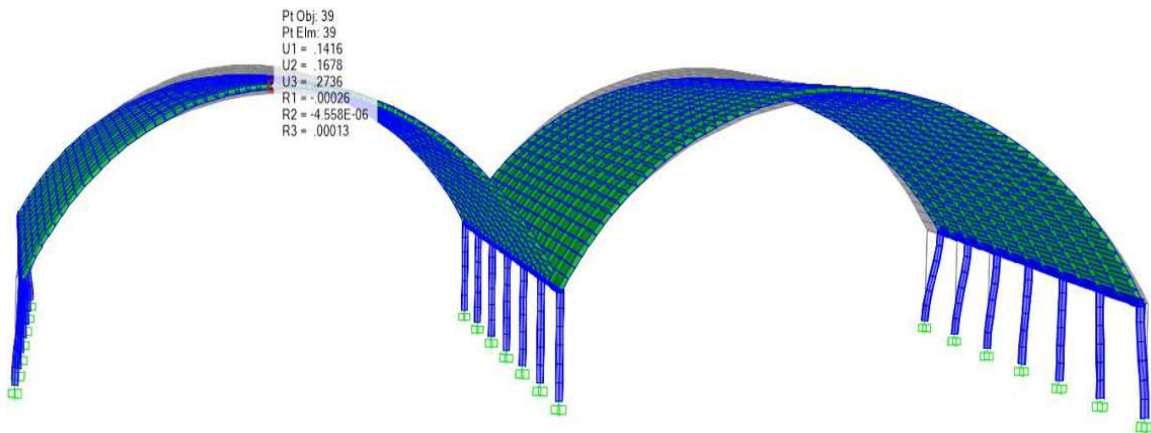


Figura AE-2.1.1(a) Deflexión máxima en la cubierta debido a la succión del viento para el diseño de elementos principales, (cm)

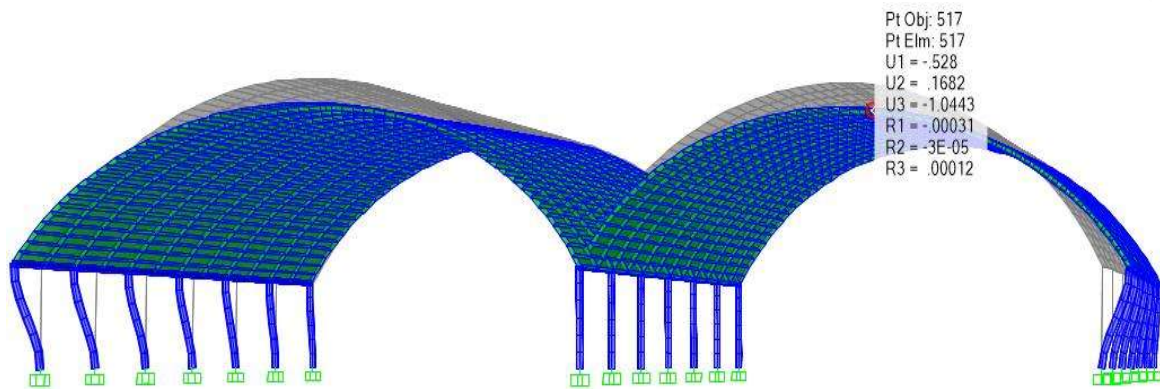
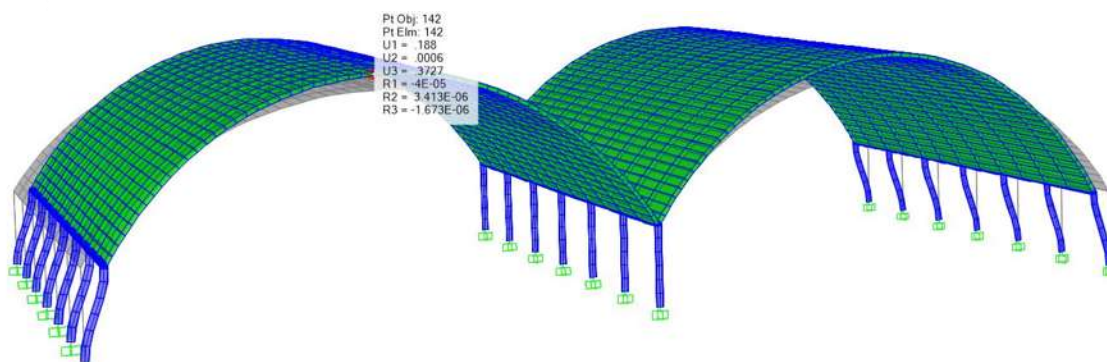


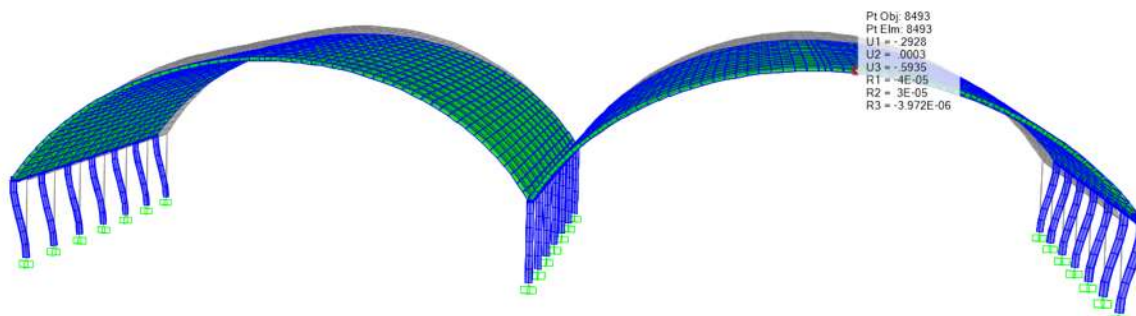
Figura AE-2.1.1(b) Deflexión máxima en la cubierta debido a la presión del viento para el diseño de elementos principales, (cm)

**Tabla AE-2.1.1(b) DEFLEXIONES MÁXIMAS QUE SE PRESENTAN EN LA CUBIERTA
PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS**

TABLE: Joint Displacements			
Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	cm
142	Accidentales caso 1 Elementos secundarios	Combination	0.373
137	Accidentales caso 1 Elementos secundarios	Combination	0.372
300	Accidentales caso 1 Elementos secundarios	Combination	0.370
132	Accidentales caso 1 Elementos secundarios	Combination	0.369
.	.	.	.
.	.	.	.
-	-	-	0.000
.	.	.	.
.	.	.	.
4886	Permanentes	Combination	-0.590
8488	Permanentes	Combination	-0.591
8498	Permanentes	Combination	-0.593
8493	Permanentes	Combination	-0.594



**Figura AE-2.1.1(c) Deflexión máxima en la cubierta debido a la succión del viento para el
diseño de elementos secundarios, (cm)**



**Figura AE-2.1.1(d) Deflexión máxima en la cubierta debido a la presión del viento para el
diseño de elementos secundarios, (cm)**

Tabla AE-2.1.1(c) ESFUERZO MÁXIMO AL QUE SE ENCUENTRA SOMETIDA LA CUBIERTA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES

TABLE: Element Stresses - Area Shells				
AreaElem	ShellType	OutputCase	CaseType	SMaxTop
Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2
211	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	131.25
61	Shell-Thin	Permanentes	Combination	76.69
241	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	76.58
796	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	76.02
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
-	-	-	-	0.00
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
3566	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-13.11
3567	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-13.12
3569	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-13.18
3568	Shell-Thin	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-13.2

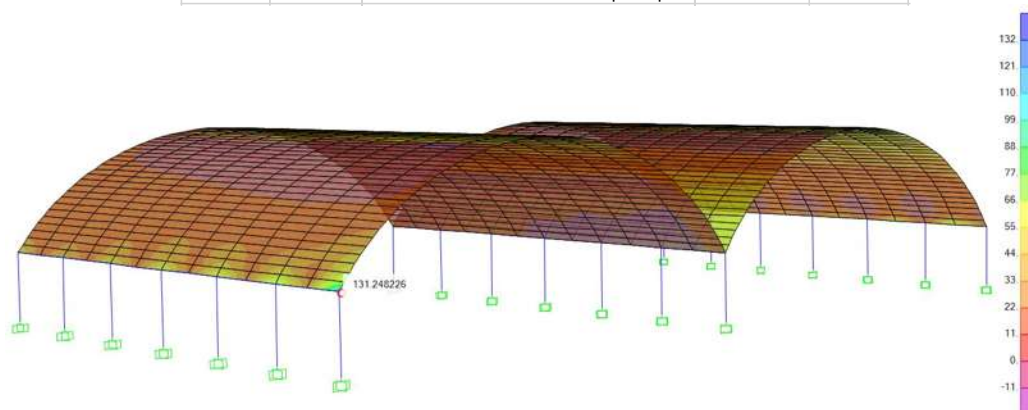


Figura AE-2.1.1(e) Esfuerzo máximo positivo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos principales, (kg/cm^2)

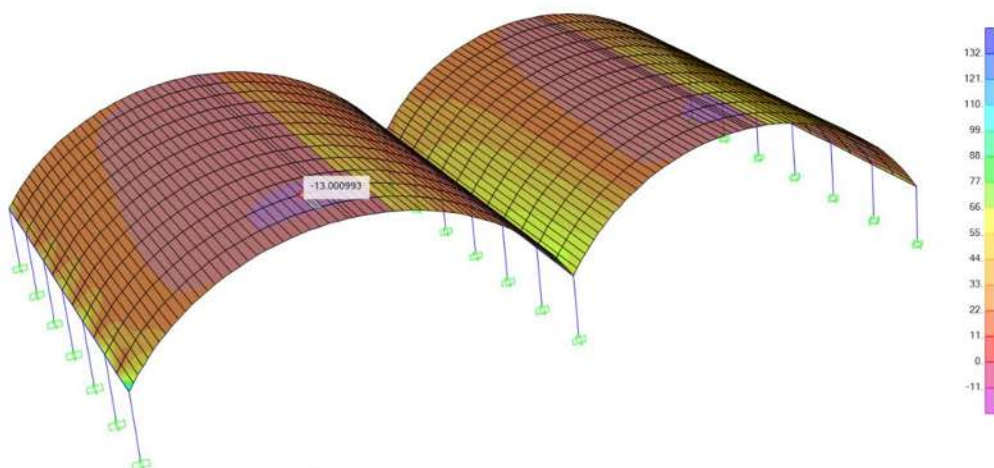


Figura AE-2.1.1(f) Esfuerzo máximo negativo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos principales, (kg/cm^2)

Tabla AE-2.1.1(d) ESFUERZO MÁXIMO AL QUE SE ENCUENTRA SOMETIDA LA CUBIERTA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

TABLE: Element Stresses - Area Shells				
AreaElem	ShellType	OutputCase	CaseType	SMaxTop
Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2
1	Shell-Thin	Permanentes	Combination	76.69
1861	Shell-Thin	Permanentes	Combination	44.91
1441	Shell-Thin	Permanentes	Combination	44.17
1	Shell-Thin	Permanentes	Combination	44.06
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
-	-	-	-	0.00
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
3055	Shell-Thin	Permanentes	Combination	-8.24
3059	Shell-Thin	Permanentes	Combination	-8.28
3057	Shell-Thin	Permanentes	Combination	-8.31
3058	Shell-Thin	Permanentes	Combination	-8.33

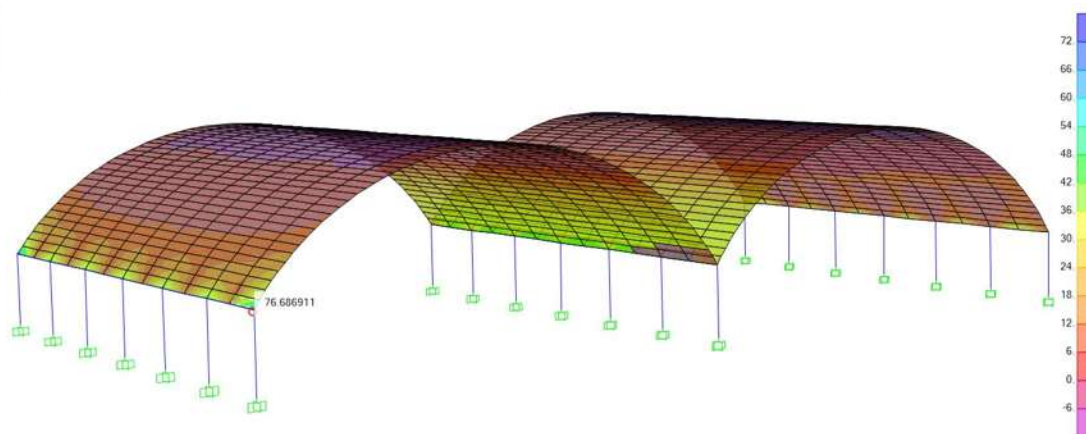


Figura AE-2.1.1(g) Esfuerzo máximo positivo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos secundarios, (kg/cm^2)

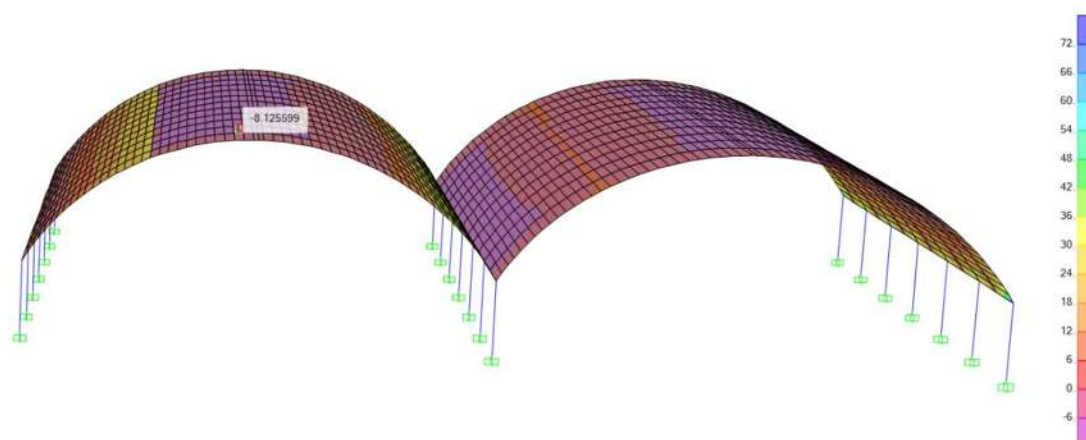


Figura AE-2.1.1(h) Esfuerzo máximo negativo al que se encuentra sometida la cubierta para el diseño de elementos secundarios, (kg/cm^2)

AE-2.1.2 TRABE-CANALÓN

La combinación de cargas críticas actuantes en las trabes de cerramiento se presenta para la combinación de cargas accidentales caso 1, para el diseño de elementos principales. Los esfuerzos más desfavorables corresponden al elemento 4 (Figura AE-2.1.2(a)), y los elementos mecánicos se especifican en la Tabla AE-2.1.2(a) y Figura AE-2.1.2(b).

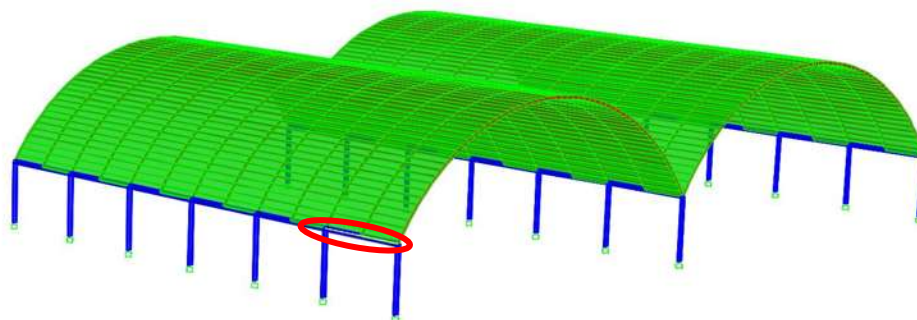


Figura AE-2.1.2(a) Trabe de cerramiento crítica

Tabla AE-2.1.2(a) ELEMENTOS MECÁNICOS CORRESPONDIENTES A LA TRABE CRÍTICA

Frame	OutputCase	CaseType	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
4	Accidentales caso 1 Estructura principal	Combination	0.312	-0.014	0.017	-0.154

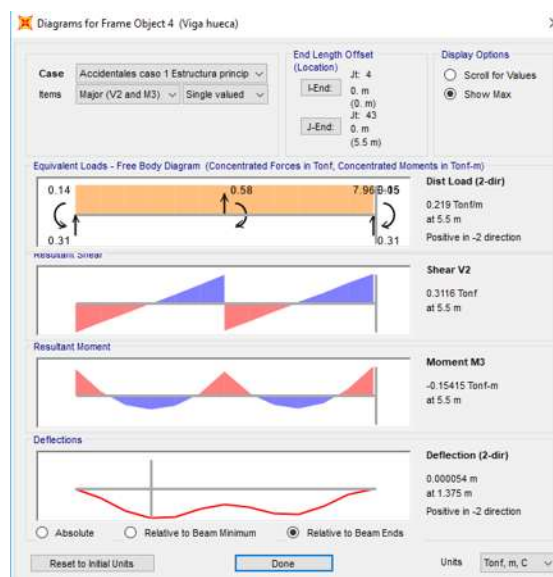


Figura AE-2.1.2(b) Elementos mecánicos correspondientes a la trabe crítica

AE-2.1.3 COLUMNAS

La combinación de cargas críticas actuantes en las columnas se presentan para la combinación de cargas accidentales caso 4, para el diseño de elementos principales. Los esfuerzos más desfavorables en flexocompresión corresponden al elemento 16 (Figura AE-2.1.3(a)).

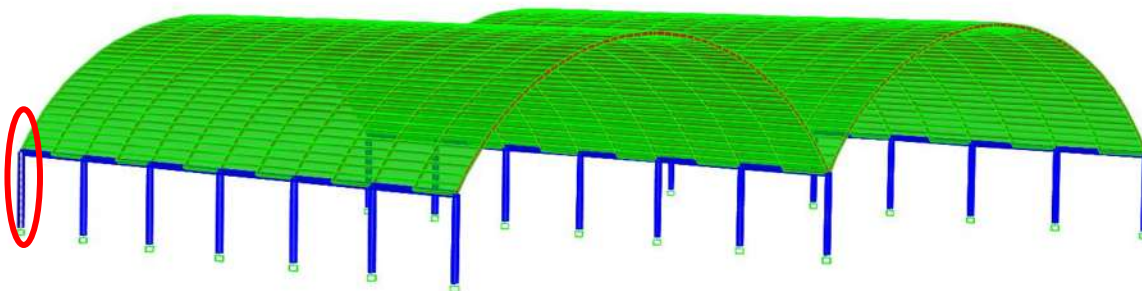


Figura AE-2.1.3(a) Columna crítica en flexocompresión

La carga axial crítica corresponde a la combinación de cargas accidentales caso 4 para el diseño de la estructura principal y se presenta en el elemento 17 (Figura AE-2.1.3(b)).

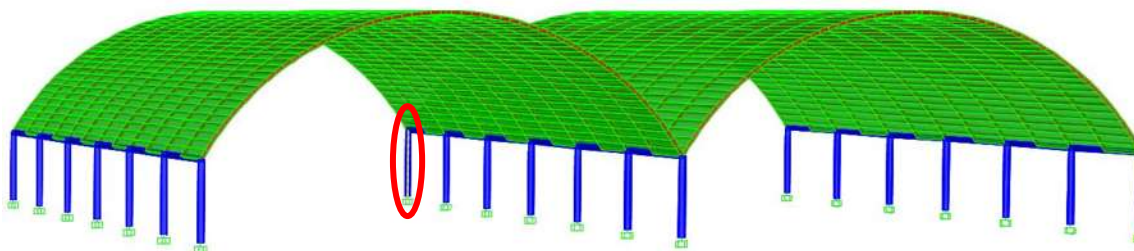


Figura AE-2.1.3(b) Columna crítica en compresión axial

Por medio de los resultados obtenidos con el programa SAP2000, se observa que la columna crítica en flexocompresión denominada elemento 16, se encuentra sometida a una carga axial menor a la que presenta el elemento 17, por lo tanto, el perfil seleccionado para diseño estructural deberá ser capaz de resistir tanto el esfuerzo crítico en flexocompresión del elemento 16, como el esfuerzo crítico en carga axial del elemento 17.

AE-2.2 CIMENTACIÓN

AE-2.2.1 DADO DE CIMENTACIÓN

El dado de cimentación debido a que es un elemento corto no es susceptible a presentar flexión, además, el suelo le aporta rigidez debido a que se encuentra empotrado, por lo tanto, el dado de cimentación es un elemento que trabaja únicamente a carga axial. El esfuerzo al que se encuentra sometido el dado de cimentación corresponde a la reacción que presenta el suelo, dicho esfuerzo se presenta en la Tabla AE-2.2.1.

Tabla AE-2.2.1 CARGA AXIAL ACTUANTE EN EL DADO DE CIMENTACIÓN CRÍTICO

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
521	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	20.20

AE-2.2.2 ZAPATA AISLADA

Los esfuerzos que se presentan en las columnas son transmitidos hacia el suelo por medio de la cimentación, por lo tanto, las zapatas se diseñarán para los elementos mecánicos que se presentan en la columna crítica, dichos elementos se representan por medio de la Tabla AE-2.2.2.

Tabla AE-2.2.2 ELEMENTOS MECÁNICOS TRANSMITIDOS DE LA COLUMNA CRÍTICA HACIA LA CIMENTACIÓN

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
16	0	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.97	-2.93	-0.02	-0.04	-5.61

AE-2.2.3 TRABE DE LIGA

Las trabes de liga analizadas son iguales tanto para la nave industrial con cubierta a dos aguas como para la nave industrial con cubierta en arco circular debido a que ambas presentan las mismas dimensiones de cimentación y tipo de suelo, por lo tanto, si se desea conocer el analisis y diseño estructural de las trabes de liga referirse a la sección DE-1.2.3.

DE-DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural tiene como objeto proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles, y cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y a una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla (Piralla, 2013, pág. 55).

El proceso de diseño estructural se realizó con base a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (2004). Las NTC del RCDF son documentos legales para diseño de estructuras que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones.

DE-1 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA A DOS AGUAS

DE-1.1 SUPERESTRUCTURA

DE-1.1.1 MIEMBROS EN TENSION

“Esta sección se refiere a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal” (NTC, 2004, pág. 217)

Estados límite

“En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta” (NTC, 2004, pág. 217).

Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones DE-1.1.1(a) y DE-1.1.1(b).

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (\text{Ec. DE-1.1.1(a)})$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.9.

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (\text{Ec. DE-1.1.1(b)})$$

Donde:

F_R factor de resistencia, igual a 0.75.

A_t área total de la sección transversal del miembro;

A_e área neta efectiva;

F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material; y

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión (NTC, 2004, pág. 217).

“La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no sea mayor que 240 en miembros principales” (NTC, 2004, pág. 213).

DE-1.1.1.1 CUERDA SUPERIOR CRÍTICA

Elementos 5320, perfil propuesto “OC 42x3.6mm”

Del análisis estructural realizado para las cuerdas superiores, sección AE-1.1.1.1, Tabla AE-1.1.1.1 se observa que la cuerda superior crítica se encuentra sometida a un esfuerzo de tensión de 0.37 ton. La Figura DE-1.1.1.1 representa la sección transversal del perfil tubular propuesto para el diseño de las cuerdas superiores.

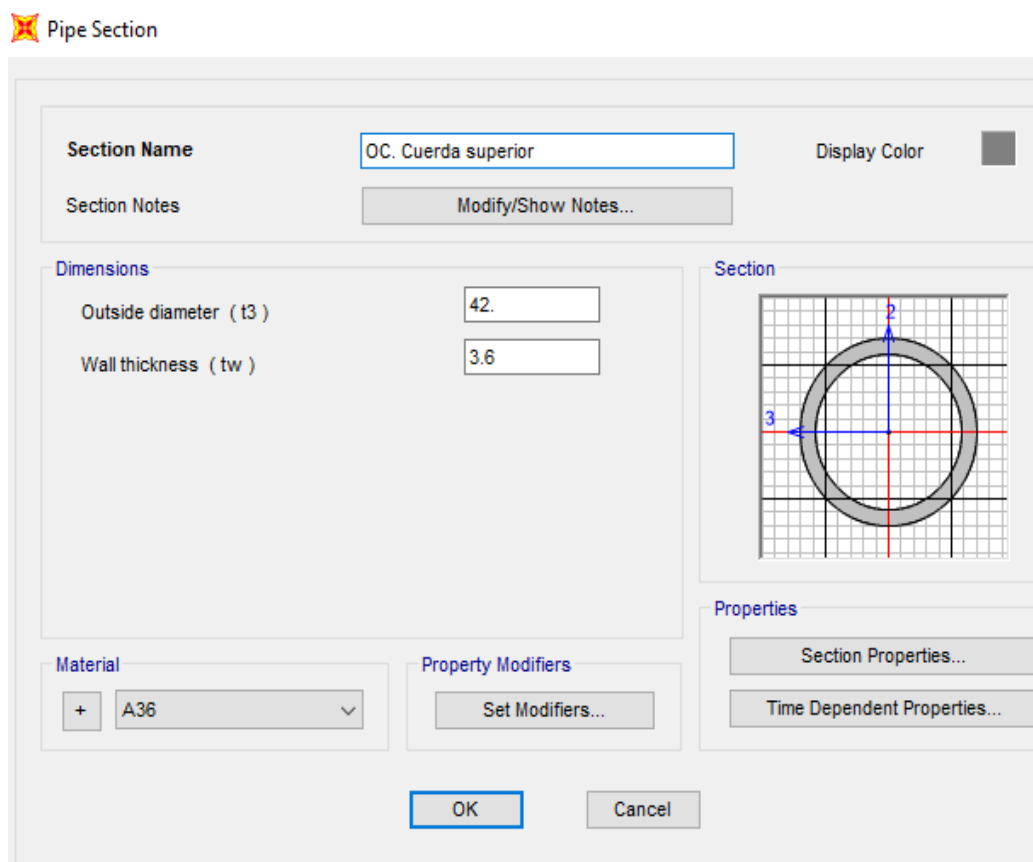


Figura DE-1.1.1.1 Sección transversal de cuerdas superiores, (mm)

Por medio de la Tabla DE-1.1.1.1(a) se representan las propiedades geométricas del perfil propuesto requeridas para el diseño por tensión. En la Tabla DE-1.1.1.1(b) se muestra la longitud del elemento y las propiedades mecánicas del acero que conforma la sección.

Tabla DE-1.1.1.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC42x3.6

$A_T=$	4.03	cm ²
$I_x=$	7.66	cm ⁴
$I_y=$	7.66	cm ⁴
$r_x=$	1.38	cm
$r_y=$	1.38	cm

Tabla DE-1.1.1.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA SUPERIOR CRÍTICA

Longitud=	63.00	cm
$F_y=$	2,530.00	kg/cm ²
$F_u=$	4,080.00	kg/cm ²
$E=$	2,040,000.00	kg/cm ²

$$\frac{L}{r} = \frac{63cm}{1.38cm} = 45.65 < 240$$

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 4.03 \cdot 2530 \cdot 0.9 = 9.18 \text{ ton.}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = 4.03 \cdot 4080 \cdot 0.75 = 12.33 \text{ ton.}$$

$9.18 \text{ ton} < 12.33 \text{ ton}$.∴ Es crítica la resistencia en el estado límite de flujo plástico.

Por lo tanto:

$$R_t = 9.18 \text{ ton} > P_u = 0.88 \text{ ton} \text{ .∴ Cumple el perfil propuesto.}$$

Se acepta el perfil propuesto OC 42x3.6mm, y de acuerdo con sus relaciones de carga axial sometida y resistencia es un perfil muy sobrado, pero se acepta por ser el perfil más pequeño disponible en el IMCA.

DE-1.1.1.2 BARRA VERTICAL CRÍTICA

Elemento 751, perfil propuesto “OC 60x3.2mm”

Del análisis estructural realizado para las barras verticales, sección AE-1.1.1.2, Tabla AE-1.1.1.2 se observa que la barra vertical crítica se encuentra sometida a un esfuerzo de tensión de 11.19 ton. La Figura DE-1.1.1.2 representa la sección transversal del perfil tubular propuesto para el diseño de las barras verticales.

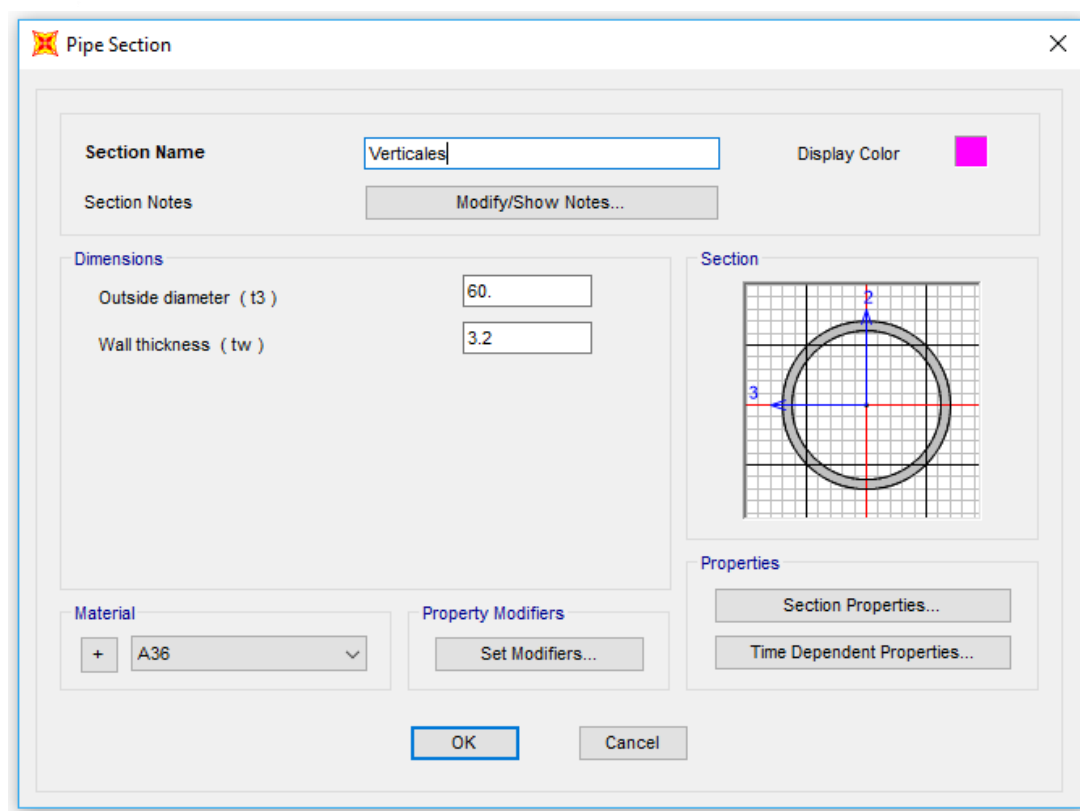


Figura DE-1.1.1.2 Sección transversal de barras verticales, (mm)

Por medio de la Tabla DE-1.1.1.2(a) se representan las propiedades geométricas del perfil propuesto requeridas para el diseño por tensión. En la Tabla DE-1.1.1.2(b) se muestra la longitud del elemento y las propiedades mecánicas del acero que conforma la sección.

Tabla DE-1.1.1.2(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC60x3.2

$A_T =$	5.31	cm^2
$I_x =$	21.94	cm^4
$I_y =$	21.94	cm^4
$r_x =$	2.03	cm
$r_y =$	2.03	cm

Tabla DE-1.1.1.2(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA BARRA VERTICAL CRÍTICA

Longitud=	59.49	cm
$F_y =$	2,530.00	kg/cm^2
$F_u =$	4,080.00	kg/cm^2
$E =$	2,040,000.00	kg/cm^2

$$\frac{L}{r} = \frac{59.49 \text{ cm}}{2.03 \text{ cm}} = 29.27 < 240$$

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 5.31 \cdot 2530 \cdot 0.9 = 12.09 \text{ ton.}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = 5.31 \cdot 4080 \cdot 0.75 = 16.25 \text{ ton.}$$

$12.09 \text{ ton} < 16.25 \text{ ton} \therefore$ Es crítica la resistencia en el estado límite de flujo plástico.

$R_t = 12.09 \text{ ton} > P_u = 11.19 \text{ ton} \therefore$ Cumple el perfil propuesto.

Porcentaje al que trabaja la sección.

$$P_t = \frac{12.09 - 11.19}{11.19} \times 100 = 8.05\% \therefore \text{Cumple el perfil propuesto.}$$

Se acepta el perfil propuesto OC 60x3.2mm, y de acuerdo con sus relaciones de carga axial sometida y resistencia es un perfil sobrado en un 8.05%, por lo tanto se acepta la sección propuesta ya que presenta un funcionamiento óptimo.

DE-1.1.2 MIEMBROS EN TENSIÓN Y CORTANTE

La resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual al producto del factor de resistencia, F_R , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada, A_b , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago, F_n (NTC, 2004, pág. 259).

$$R = F_R A_b F_n \quad (\text{Ec. DE-1.1.2})$$

Los factores de resistencia y las resistencias nominales a la tensión y cortante son los representados en la Tabla DE-1.1.2.

Tabla DE-1.1.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS, (NTC, 2004, pág. 259)

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)
Tornillos A307		310 (3 160) ⁽¹⁾		165 (1 690) ^(2, 3)
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		620 (6 330)		330 (3 380) ⁽³⁾
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		620 (6 330)		414 (4 220) ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		775 (7 900)		414 (4 220) ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0.75	775 (7 900)	0.75	518 (5 280) ⁽³⁾
Partes roscadas, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		0.75 F_u ⁽¹⁾		0.4 F_u ⁽¹⁾
Partes roscadas, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		0.75 F_u ⁽¹⁾		0.5 F_u ⁽¹⁾
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		310 (3 160) ⁽¹⁾		172 (1 760) ⁽³⁾
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		412 (4 200) ⁽¹⁾		228 (2 320) ⁽³⁾

DE-1.1.2.1 RIOSTRA CRÍTICA

Elemento 94, perfil propuesto “OS 12.7mm”

Del análisis estructural realizado para las riostras, sección AE-1.1.2.1, Tabla AE-1.1.2.1 se observa que el elemento crítico se encuentra sometido a un esfuerzo de tensión de 0.07 ton. La Figura DE-1.1.2.1 muestra las propiedades del cable que se empleará para todas las riostras de la armadura.

Cable Section Data

Cable Section Name CABLE RIOSTRAS
Section Notes Modify/Show...

Cable Material
Material Property + A36

Cable Properties
☒ Specify Cable Diameter 12.7
☐ Specify Cable Area 126.6769
Torsional Constant 2553.964
Moment of Inertia 1276.982
Shear Area 114.0092
Modify/Show Cable Property Modifiers...

Units
Tonf, mm, C

Display Color ☒

OK Cancel

Figura DE-1.1.2.1 Diámetro y propiedades de cables de arriostramiento

Despejando la ecuación DE-1.1.2 se obtiene:

$$A_b = \frac{R}{F_R F_n} \quad (\text{Ec. DE1.1.2.1})$$

$$A_b = \frac{70}{0.75 \cdot 0.75 \cdot 4080} = 0.03 \text{ cm}^2$$

El área mínima requerida para las riostras es de 0.03 cm^2 . De acuerdo con el manual de fabricante (IMCA) la sección que menor área presenta cuenta con 0.713 cm^2 , por lo tanto, se elige la sección más pequeña que existe en el mercado y corresponde al perfil OS 9.5mm.

DE-1.1.3 MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL

“Esta sección se refiere a miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales” (NTC, 2004, pág. 217).

Columnas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared (D/t) son mayores que $0.115E/F_y$, pero no exceden de $0.448E/F_y$, se calcula como se indica en la sección 3.2.2.3 de las (NTC, 2004, págs. 219-220).

Si se cumple con la relación 1.1.3 la resistencia a compresión axial de los elementos se obtendrá aplicando la sección 3.2.2.3 de las NTC. De lo contrario la resistencia se obtendrá aplicando la sección DE-1.1.3(b) de este documento.

$$0.115E/F_y < D/t \leq 0.448E/F_y \quad (\text{Rel. DE-1.1.3})$$

Estado límite de inestabilidad por flexión

“ R_c se calcula con la ecuación DE-1.1.3.1(b), con $n=1.4$ y F_R factor de resistencia, igual a 0.9” (NTC, 2004, págs. 219-220).

Relación ancho/grueso

$$\text{Sí; } \frac{D}{t} < 0.065 \frac{E}{F_y} \therefore \text{Tipo 1}$$

$$\text{Sí; } 0.065 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.090 \frac{E}{F_y} \therefore \text{Tipo 2}$$

$$\text{Sí; } 0.090 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.115 \frac{E}{F_y} \therefore \text{Tipo 3}$$

$$\text{Sí; } \frac{D}{t} > 0.115 \frac{E}{F_y} \therefore \text{Tipo 4}$$

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (\text{Ec. DE-1.1.3(a)})$$

$$R_c = \frac{F_y A_T F_R}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} \leq F_y A_t F_R \quad (\text{Ec. DE-1.1.3(b)})$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

A_T área total de la sección transversal de la columna;

λ parámetro de esbeltez;

n coeficiente adimensional;

DE-1.1.3.1 CUERDA INFERIOR CRÍTICA

Elemento 976, perfil propuesto “OC 114x6.4mm”

Del análisis estructural realizado para las cuerdas inferiores, sección AE-1.1.3.1, Tabla AE-1.1.3.1 se observa que la cuerda superior crítica se encuentra sometida a un esfuerzo de compresión de 39.98 ton. La Figura DE-1.1.3.1 representa la sección transversal del perfil tubular propuesto para el diseño de las cuerdas inferiores.

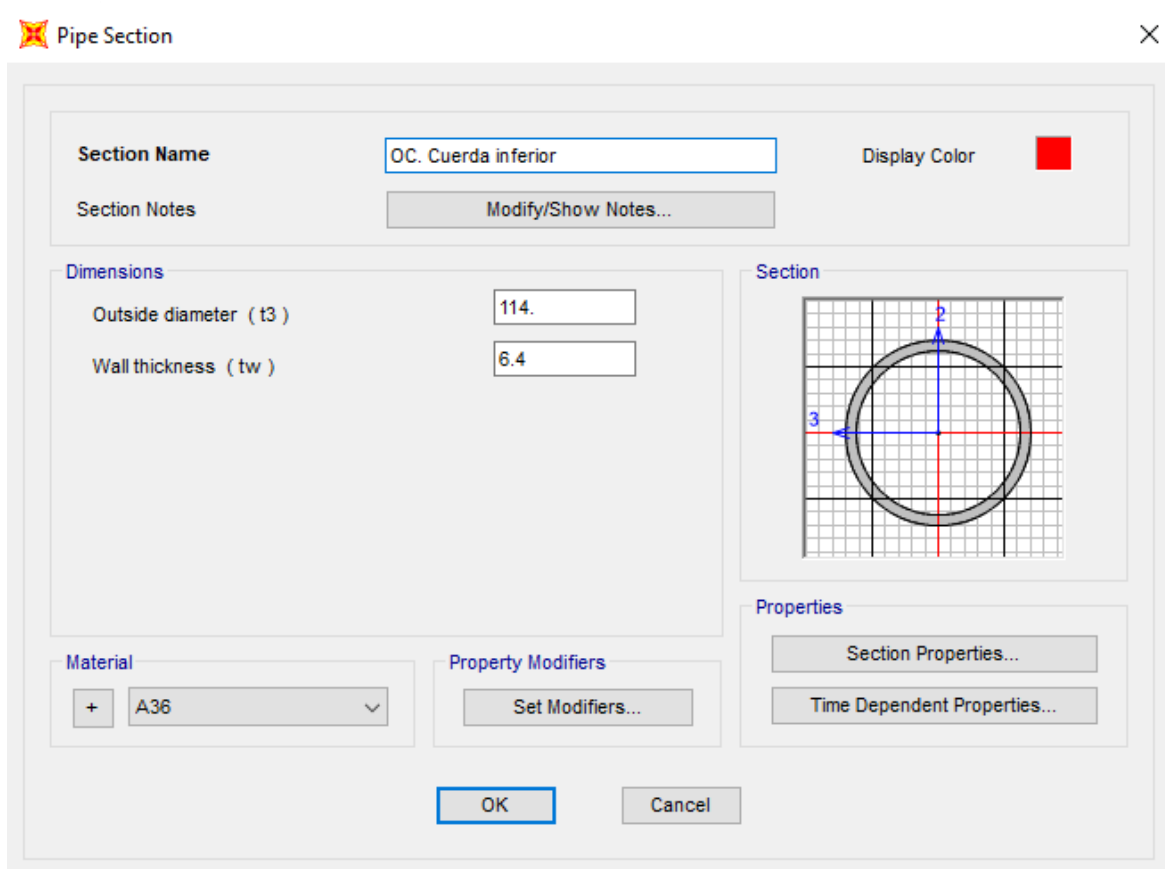


Figura DE-1.1.3.1 Sección transversal de cuerdas inferiores, (mm)

Por medio de la Tabla DE-1.1.3.1(a) se representan las propiedades geométricas del perfil propuesto requeridas para el diseño por compresión. En la Tabla DE-1.1.3.1(b) se muestran la longitud del elemento y las propiedades mecánicas del acero que conforma la sección.

Tabla DE-1.1.3.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC114x6.4

$A_T=$	19.10	cm ²
$I_x=$	282.62	cm ⁴
$I_y=$	282.62	cm ⁴
$r_x=$	3.85	cm
$r_y=$	3.85	cm

Tabla DE-1.1.3.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA INFERIOR CRÍTICA

Longitud=	60.00	cm
$F_y=$	2,530.00	kg/cm ²
$E=$	2,040,000.00	kg/cm ²

Columnas tubulares de sección transversal circular

$$\frac{D}{t} = \frac{114}{6.4} = 17.81$$

$$\frac{0.115E}{F_y} = \frac{0.115 \cdot 2.04 \times 10^6}{2530} = 92.73$$

$$\frac{0.448E}{F_y} = \frac{0.448 \cdot 2.04 \times 10^6}{2530} = 361.23$$

$92.73 > 17.81 < 361.23 \therefore$ No aplica la sección 3.2.2.3 de las NTC.

Estado límite de inestabilidad por flexión

Relación ancho/grueso

$$\frac{D}{t} = \frac{114}{6.4} = 17.81$$

$$0.065 \frac{E}{F_y} = 0.065 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 52.41$$

$$0.090 \frac{E}{F_y} = 0.090 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 72.57$$

$$0.115 \frac{E}{F_y} = 0.115 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 92.73$$

$D/t = 17.81 < 0.065E/F_y = 52.41 \therefore$ Por lo tanto la sección es tipo 1.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(60)}{3.85} = 15.60 < 200 \therefore \text{ok}$$

$$\lambda = \frac{1(60)}{3.85} \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 * 2.04 \times 10^6}} = 0.17$$

$$R_c = \frac{2530 * 19.1 * 0.9}{(1 + 0.17^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 43.41 \text{ ton}$$

$$F_y A_t F_R = 2530 * 19.1 * 0.9 = 43.49 \text{ ton}$$

$R_c = 43.41 \text{ ton} < F_y A_t F_R = 43.49 \text{ ton} \therefore$ Es crítica la resistencia por pandeo general.

$R_c = 43.41 \text{ ton} > P_U = 39.98 \text{ ton} \therefore$ Cumple el perfil propuesto.

Porcentaje al que trabaja la sección propuesta.

$$P_t = \frac{43.41 - 39.98}{39.98} \times 100 = 8.58\%$$

$\therefore$ La sección propuesta se encuentra trabajando al 91.42%, por lo tanto se acepta el perfil propuesto OC 114x6.4mm" y se tiene una sección óptima.

DE-1.1.3.2 MONTANTE CRÍTICO

Barra 763, perfil propuesto “OC 114x3.2mm”

Del análisis estructural realizado para las cuerdas inferiores, sección AE-1.1.3.2, Tabla AE-1.1.3.2 se observa que la cuerda superior crítica se encuentra sometida a un esfuerzo de compresión de 23.3 ton. La Figura DE-1.1.3.2 representa la sección transversal del perfil tubular propuesto para el diseño de las cuerdas inferiores.

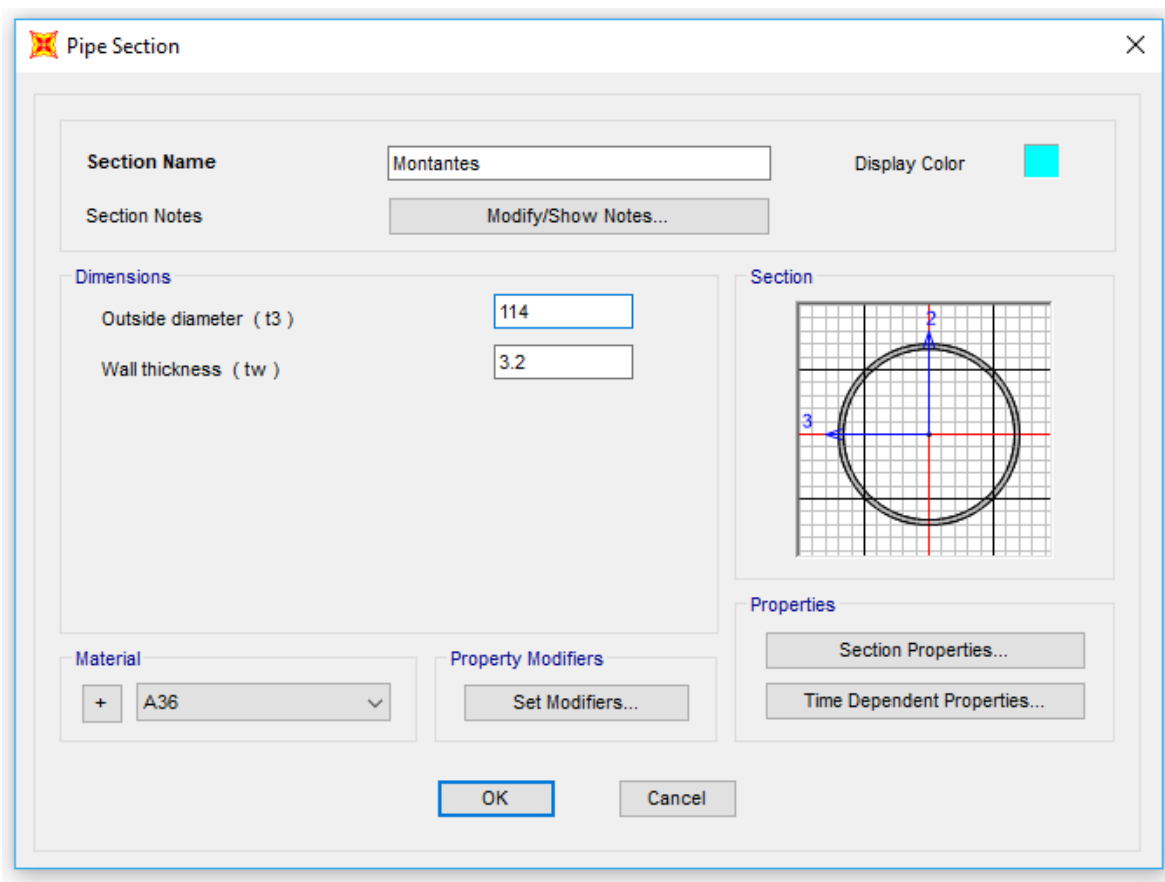


Figura DE-1.1.3.2 Sección transversal de montantes, (mm)

Por medio de la Tabla DE-1.1.3.2(a) se representan las propiedades geométricas del perfil propuesto requeridas para el diseño por compresión. En la Tabla DE-1.1.3.2(b) se muestran la longitud del elemento y las propiedades mecánicas del acero que conforma la sección.

Tabla DE-1.1.1.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC114x6.4

$A_T =$	10.32	cm ²
$I_x =$	159.83	cm ⁴
$I_y =$	159.83	cm ⁴
$r_x =$	3.94	cm
$r_y =$	3.94	cm

Tabla DE-1.1.1.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA INFERIOR CRÍTICA

Longitud=	84.50
$F_y =$	2,530.00
$E =$	2,040,000.00

Columnas tubulares de sección transversal circular

$$\frac{D}{t} = \frac{114}{3.2} = 35.63$$

$$\frac{0.115E}{F_y} = \frac{0.115 \cdot 2.04 \times 10^6}{2530} = 92.73$$

$$\frac{0.448E}{F_y} = \frac{0.448 \cdot 2.04 \times 10^6}{2530} = 361.23$$

$92.73 > 35.63 < 361.23$ No aplica la sección 3.2.2.3 de las NTC.

Estado límite de inestabilidad por flexión

Relación ancho/grueso

$$\frac{D}{t} = \frac{114}{3.2} = 35.63$$

$$0.065 \frac{E}{F_y} = 0.065 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 52.41$$

$$0.090 \frac{E}{F_y} = 0.090 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 72.57$$

$$0.115 \frac{E}{F_y} = 0.115 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 92.73$$

$D/t = 35.63 < 0.065E/F_y = 52.41$. Por lo tanto la sección es tipo 1.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(84.5)}{3.94} = 21.47 < 200 \therefore \text{ok}$$

$$\lambda = \frac{1(84.5)}{3.94} \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 * 2.04 \times 10^6}} = 0.24$$

$$R_c = \frac{2530 * 10.32 * 0.9}{(1 + 0.24^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 23.27 \text{ ton}$$

$$F_y A_t F_R = 2530 * 10.32 * 0.9 = 23.5 \text{ ton}$$

$R_c = 23.27 \text{ ton} < F_y A_t F_R = 23.5 \text{ ton} \therefore$ Es crítica la resistencia por pandeo general.

$R_c = 23.27 \text{ ton} \approx P_U = 23.30 \text{ ton} \therefore$ Cumple el perfil propuesto.

Porcentaje al que trabaja la sección.

$$P_t = \frac{23.3 - 23.27}{21.07} \times 100 = 0.12\%$$

La sección propuesta se encuentra escasa en un 12%. Por lo tanto, se acepta el perfil propuesto, OC 114x3.2mm por diseño a compresión debido a que se encuentra dentro de la tolerancia del 10%.

DE-1.1.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS

En esta sección se trata el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría (NTC, 2004, pág. 225).

Estados límite

En el diseño de miembros flexocompresionados deben considerarse los siguientes estados límite de falla:

- a) Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical*
- b) Pandeo individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical*
- c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinada*
- d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas*
- e) Pandeo local (NTC, 2004, pág. 226)*

Determinación de los momentos de diseño M_{u0x} , M_{u0y} , $*M^*_{u0x}$ y $*M^*_{u0y}$.

(...) las estructuras, sean regulares o irregulares, deben analizarse bajo la acción combinada de las fuerzas reales que actúan sobre ellas y de fuerzas ficticias horizontales que se aplican en la misma dirección y sentido que las fuerzas de viento o sismo.

Las fuerzas ficticias horizontales, que se aplican en cada uno de los niveles de la estructura y en todas las combinaciones de cargas, se toman iguales a 0.005 veces la carga vertical de diseño (factorizada) que actúe en el nivel, correspondiente a la combinación de cargas en estudio (NTC, 2004, pág. 226).

Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura.

Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones (NTC, 2004, pág. 207).

Métodos de análisis de estructuras tipo 1

En el diseño de estructuras tipo 1 se tendrán en cuenta los efectos geométricos de segundo orden ($P-\Delta$).

Como una alternativa, los efectos elásticos de segundo orden de estructuras regulares pueden evaluarse como se indica a continuación.

Una manera aproximada de calcular los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas de marcos regulares cuyo diseño queda regido por la combinación de cargas verticales y horizontales, consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos de análisis convencional de primer orden, y en obtener los momentos finales como sigue:

Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(a)})$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M^*_{uo} = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(b)})$$

M_{ti} y M_{tp} son los momentos de diseño en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos y por acciones que sí ocasionan esos desplazamientos. En éstas, deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que se describen anteriormente.

Con la ecuación DE-1.1.4(a) se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto $P-\Delta$, y con la ecuación DE-1.1.4(b) se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto $P-\delta$ cuando éste es significativo. El efecto $P-\delta$ se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos.

Los factores de amplificación de los momentos, B_1 y B_2 , se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}} \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(c)})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{E2} / Q}} \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(d)})$$

Donde:

$P_{E1} = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$ carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando.

$P_{E2} = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$ donde el coeficiente K corresponde a marcos sin contraventeo; la suma comprende todas las columnas del entrepiso en consideración;

L = longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión;

r = radio de giro correspondiente;

K = factor de longitud efectiva en el plano de la flexión;

P_u = fuerza axial de diseño en la columna en consideración;

$\sum P_u$ = suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración;

F_R = factor de resistencia que se toma igual a 0.9;

Q = En diseño por viento se toma $Q=1.0$

C = coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como sigue:

Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios.

$C = 0.6 + 0.4M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - 0.4M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura doble.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (NTC, 2004, págs. 208-210).

Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

Secciones H o I

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(e)})$$

Donde:

F_R se toma igual a 0.9

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes "X" y "Y".

$P_y = A_t F_y$ fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t (NTC, 2004, pág. 226).

"Para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además la condición" (NTC, 2004, pág. 226).

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(f)})$$

Revisión de la columna completa

a) Secciones tipo 1 y 2

“Debe satisfacerse la condición” (NTC, 2004, pág. 227).

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(g)})$$

Donde:

F_R se toma igual a 0.9

M_m momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje X;

$$M_m = F_R \left(1.07 - \frac{\left(\frac{L}{r_y}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px} \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(h)})$$

Resistencia de diseño en compresión pura.

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina como se indica a continuación.

Estado límite de inestabilidad por flexión

a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca

$$R_c = \frac{F_y A_t F_R}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15 \lambda^{2n})^{\frac{1}{n}}} \leq F_y A_t F_R \quad (\text{Ec. DE-1.1.1(i)})$$

Donde:

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

A_t área total de la sección transversal de la columna;

λ parámetro de esbeltez, que vale

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (\text{Ec. DE-1.1.4(j)})$$

Donde;

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna; y

n coeficiente adimensional,

Columnas de sección transversal H o I , laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la Tabla DE-1.1.4: $n=1.4$ (NTC, 2004, págs. 217-218).

Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200.

Relaciones ancho/grueso y pandeo local

Clasificación de las secciones

En la Tabla DE-1.1.4 se especifican las condiciones para clasificar las secciones con referencia a su relación ancho/grueso.

Tabla DE-1.1.4 VALORES MÁXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO,
(NTC, 2004, pág. 215)

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales	— — —	— — —	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
Atiesadores de travesaños armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	— — —	— — —	$0.56 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones T	— — —	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.77 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I o H, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos ¹	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de canales	— — —	— — —	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ¹	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$
Almas flexocomprimidas ²	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{P_y} \right)}$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{P_y} \right)}$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y} \right)}$
Secciones circulares huecas en compresión axial ³	$0.065E/F_y$	$0.090E/F_y$	$0.115E/F_y$
Secciones circulares huecas en flexión	$0.045E/F_y$	$0.071E/F_y$	$0.309E/F_y$

DE-1.1.4.1 COLUMNA CRÍTICA

Barra 699, perfil propuesto "IR 457x117.2mm"

Del análisis estructural realizado para las columnas, sección AE-1.1.4.1, Tabla AE-1.1.4.1 se observa que la columna crítica se encuentra sometida a un esfuerzo de compresión de 17.33 ton y a un esfuerzo de flexión de 83.18 ton-m. La Figura DE-1.1.4.1(a) representa la sección transversal del perfil IR propuesto para el diseño de todas las columnas del entrepiso.

The screenshot shows a software dialog box titled "I/Wide Flange Section". It has a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- Section Name:** A text field containing "Columns".
- Display Color:** A red square icon.
- Section Notes:** A button labeled "Modify/Show Notes...".
- Dimensions:** A group box containing six input fields:
 - Outside height (t3): 483.
 - Top flange width (t2): 288.
 - Top flange thickness (tf): 27.
 - Web thickness (tw): 16.7
 - Bottom flange width (t2b): 288.
 - Bottom flange thickness (tfb): 27.
- Material:** A dropdown menu showing "A36" with a "+" icon to the left.
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Section:** A diagram of an I-beam cross-section on a grid. It has dimension lines labeled 2 (web height), 3 (flange width), and 1 (web thickness).
- Properties:** Two buttons: "Section Properties..." and "Time Dependent Properties...".
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

Figura DE-1.1.4.1(a) Sección trasversal de columnas, (mm)

Por medio de la Tabla DE-1.1.4.1(a) se representan las dimensiones de la sección transversal del perfil propuesto, la Tabla DE-1.1.4.1(b) muestra las propiedades geométricas de la sección transversal, requeridas para el diseño por flexocompresión, y la Tabla DE-1.1.4.1(c) representa la longitud del elemento y las propiedades mecánicas del acero que conforma la sección.

Tabla DE-1.1.4.1(a) DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PERFIL IR457x177.7

d=	483.00	mm
t_w =	16.70	mm
b_f =	288.00	mm
t_f =	27.00	mm
T=	383.00	mm

Tabla DE-1.1.4.1(b) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL IR457x177.7

$b_f/2t_f$ =	5.40	
d/t_w =	24.50	
A=	226.50	cm ²
I_x =	91,155.00	cm ⁴
Z_x =	4,292.00	cm ³
S_x =	3,786.00	cm ³
r_x =	20.10	cm
I_y =	10,531.00	cm ⁴
Z_y =	1,132.00	cm ³
S_y =	736.00	cm ³
r_y =	6.80	cm
J=	441.00	cm ⁴
Ca=	5,451,278.00	cm ⁶

Tabla DE-1.1.4.1(c) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA COLUMNA CRÍTICA

$L_{columna}$ =	570.00	cm
F_y =	2,530.00	kg/cm ²
E=	2,040,000.00	kg/cm ²

Utilizando el Software SAP2000 se determinaron las reacciones en los apoyos ante la combinación de cargas críticas, la sumatoria se estimó con valor de 358.47ton, por lo tanto, se consideran las fuerzas ficticias iguales a $0.005(358.47) = 1.79$ ton (Tabla DE-1.1.4.1(d)), las cargas ficticias actúan en el centro de la estructura y en las dos direcciones, tal y como se muestra en la Figura DE-1.1.4.1(b).

Tabla DE-1.1.4.1(d) CARGA ACTUANTE EN EL NIVEL DE ENTREPISO, ANTE LA COMBINACIÓN DE CARGAS CRÍTICAS

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
389	Accidentales Caso 4	Combination	28.87
358	Accidentales Caso 4	Combination	28.27
420	Accidentales Caso 4	Combination	28.27
327	Accidentales Caso 4	Combination	26.57
451	Accidentales Caso 4	Combination	26.57
109	Accidentales Caso 4	Combination	22.60
482	Accidentales Caso 4	Combination	22.60
312	Accidentales Caso 4	Combination	17.42
436	Accidentales Caso 4	Combination	17.42
374	Accidentales Caso 4	Combination	17.33
343	Accidentales Caso 4	Combination	17.30
405	Accidentales Caso 4	Combination	17.30
50	Accidentales Caso 4	Combination	13.33
467	Accidentales Caso 4	Combination	13.33
750	Accidentales Caso 4	Combination	9.43
866	Accidentales Caso 4	Combination	9.43
808	Accidentales Caso 4	Combination	9.32
779	Accidentales Caso 4	Combination	9.28
837	Accidentales Caso 4	Combination	9.28
540	Accidentales Caso 4	Combination	7.28
895	Accidentales Caso 4	Combination	7.28
		SUMA=	358.47
		FICTICIAS=	1.79

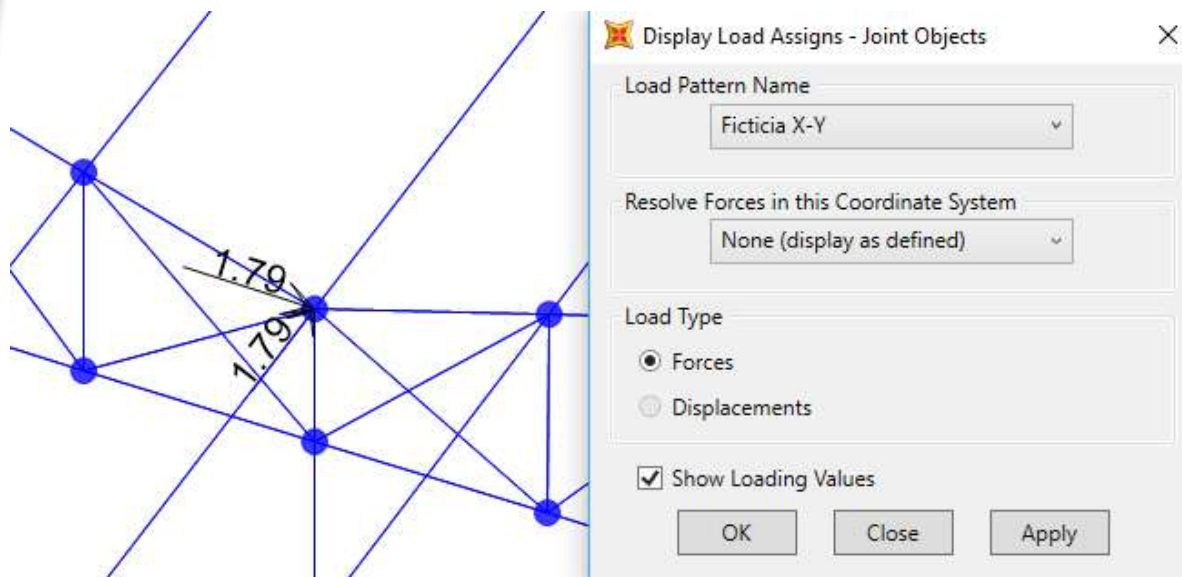


Figura DE-1.1.4.1(b) Fuerzas ficticias horizontales aplicadas en los ejes “X” y “Y”, (ton)

Revisión de las secciones extremas

$L = 570\text{cm}$

$K = 2.1$ Para todas las columnas, debido a que en todos los casos se tiene un empotramiento en el nodo inferior y en el nodo superior no hay ninguna restricción (Tabla A-1).

$$P_{E2x} = \frac{226.5 \cdot \pi^2 \cdot 2.04 \times 10^6}{\left(\frac{2.1 \cdot 570}{20.1}\right)^2} = 1,417.69 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{E2x} = 21 \cdot 1,417.69 = 29,771.44 \text{ ton}$$

$$P_{E2y} = \frac{226.5 \cdot \pi^2 \cdot 2.04 \times 10^6}{\left(\frac{2.1 \cdot 570}{6.8}\right)^2} = 162.26 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{E2x} = 21 \cdot 162.26 = 3,407.42 \text{ ton}$$

Como se observó en la Tabla DE-1.1.4.1(d) la sumatoria de las cargas axiales actuando en todas las columnas del entrepiso para la condición de cargas accidentales críticas es igual a $\Sigma P_u = 358.47 \text{ ton}$. En la Tabla DE-1.1.4.1(e) se

observa la sumatoria de cargas axiales para la condición de cargas ficticias, dicho valor se estima igual a $\sum P_u = 0.67\text{ton}$.

Tabla DE-1.1.4.1(e) CARGA AXIAL ACTUANTE EN TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS FICTICIAS

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
327	Ficticias X-Y	Combination	0.074
358	Ficticias X-Y	Combination	0.060
895	Ficticias X-Y	Combination	0.048
467	Ficticias X-Y	Combination	0.044
109	Ficticias X-Y	Combination	0.038
866	Ficticias X-Y	Combination	0.023
436	Ficticias X-Y	Combination	0.019
837	Ficticias X-Y	Combination	0.015
405	Ficticias X-Y	Combination	0.012
808	Ficticias X-Y	Combination	0.002
389	Ficticias X-Y	Combination	0.000
374	Ficticias X-Y	Combination	-0.002
779	Ficticias X-Y	Combination	-0.012
343	Ficticias X-Y	Combination	-0.015
750	Ficticias X-Y	Combination	-0.019
312	Ficticias X-Y	Combination	-0.023
482	Ficticias X-Y	Combination	-0.038
540	Ficticias X-Y	Combination	-0.044
50	Ficticias X-Y	Combination	-0.048
420	Ficticias X-Y	Combination	-0.060
451	Ficticias X-Y	Combination	-0.074
SUMA=			0.671

En la Tabla DE-1.1.4.1(f) se muestran los esfuerzos a flexión y carga axial a los que se encuentra sometida la columna crítica ante la acción de cargas ficticias aplicadas en la dirección “X” y “Y”. De igual manera se muestra la sumatoria de carga axial para todas las columnas del entrepiso bajo las mismas cargas.

Tabla DE-1.1.4.1(f) ELEMENTOS MECÁNICOS ACTUANTES EN LA COLUMNA CRÍTICA ANTE LAS CARGAS FICTICIAS.

$P_u =$	0.0019 ton
$\sum P_u =$	0.671 ton
$M_{ux\ sup} =$	0 t-m
$M_{ux\ inf} =$	0.3 t-m
$M_{uy\ sup} =$	0 t-m
$M_{uy\ inf} =$	0.43 t-m

Una vez conocidas la carga axial y la carga crítica de pandeo se estimaron los factores de amplificación como se muestra a continuación.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{358.47 + 0.67}{29,771.44/1}} = 1.01$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{358.47 + 0.67}{3,407.42/1}} = 1.12$$

Se analiza solo el extremo inferior de la columna debido a que el extremo superior es una articulación y no produce momento.

$$M_{tix} = 83.18 \text{ t-m}$$

$$M_{tpx} = 0.30 \text{ t-m}$$

$$M_{tiy} = 0.00 \text{ t-m}$$

$$M_{tpy} = 0.43 \text{ t-m}$$

$$M_{uox} = 83.18 + 1.01(0.30) = 83.48 \text{ t-m}$$

$$M_{uoy} = 0.00 + 1.12(0.43) = 0.48 \text{ t-m}$$

$$M_{px} = 4,292 * 2530 = 108.59 \text{ t-m}$$

$$M_{py} = 1,132 * 2530 = 28.64 \text{ t-m}$$

$$P_y = 226.5 * 2530 = 573.05 \text{ ton}$$

Comprobando que no exista problema en los extremos de la columna

$$\frac{17.33+0.0019}{0.9*573.05} + \frac{0.85*83.48}{0.9*108.59} + \frac{0.60*(0.48)}{0.9*28.64} = 0.77 < 1 \therefore \text{ok}$$

Revisando que se cumpla además con la condición de la Ecuación DE-1.1.4.1(f);

$$\frac{83.48}{0.9*108.59} + \frac{0.48}{0.9*28.64} = 0.87 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple la condición}$$

Revisión de la columna completa

$$F_R M_{px} = 0.9 * 108.59 = 97.73 \text{ ton-m}$$

$$M_m = 0.9 \left(1.07 - \frac{\left(\frac{570}{6.8} \right) \sqrt{\frac{2530}{2.04 \times 10^6}}}{18.55} \right) 108.59 = 89.02 \text{ ton-m}$$

$$M_m = 89.02 < F_R M_{px} = 97.73$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

Como se observó en la en la sección de análisis estructural para las columnas Tabla AE-1.1.4.1, la carga axial correspondiente a la columna crítica es $P_u = 83.18 \text{ ton}$.

En la Figura DE-1.1.4.1(c) se observa que la deflexión del elemento presenta curvatura doble, por lo tanto:

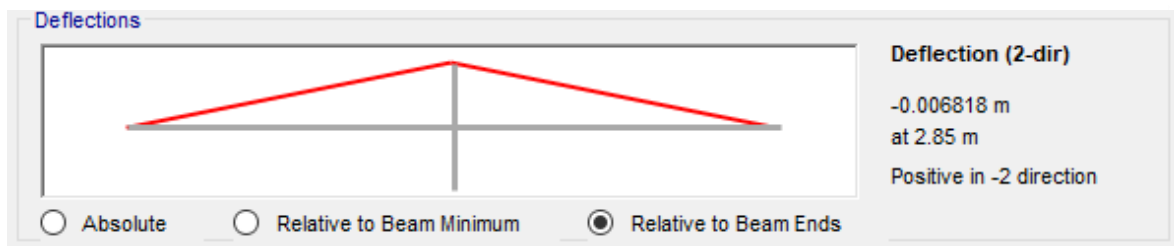


Figura DE-1.1.4.1(c) Deflexión presente en la columna crítica, (metros)

$$C = 0.6 - 0.4M_1 / M_2$$

$$C_x = 0.6 - 0.4(0/83.18) = 0.6$$

$$C_y = 0.6 - 0.4(0/0) = 0.6$$

$$P_{E1x} = \frac{226.5 * \pi^2 * 2.04 \times 10^6}{\left(\frac{1 * 570}{20.1}\right)^2} = 5,670.75 \text{ ton}$$

$$P_{E1y} = \frac{226.5 * \pi^2 * 2.04 \times 10^6}{\left(\frac{1 * 570}{6.8}\right)^2} = 649.03 \text{ ton}$$

$$B_{1x} = \frac{0.6}{1 - \frac{17.33 + 0.0019}{0.9 * 5,670.75}} = 0.60$$

$$B_{1y} = \frac{0.6}{1 - \frac{17.33 + 0.0019}{0.9 * 649.03}} = 0.62$$

Los valores obtenidos de B_{1x} y B_{1y} obtenidos anteriormente son factores de amplificación de momento, por lo tanto, el valor mínimo que se puede considerar es igual a la unidad, por lo tanto:

$$B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = 1$$

$$M_{tix} = 83.18 \text{ ton-m}$$

$$M_{tpx} = 0.30 \text{ ton-m}$$

$$M_{tiy} = 0.00 \text{ ton-m}$$

$$M_{tpy} = 0.43 \text{ ton-m}$$

$$M^*_{uox} = 1(83.18 + 1.01(0.30)) = 83.48 \text{ ton-m}$$

$$M^*_{uoy} = 1(0.00 + 1.12(0.43)) = 0.48 \text{ ton-m}$$

Resistencia de diseño en compresión pura.

Relaciones ancho/grueso y pandeo local

Clasificación de las secciones

En la Tabla DE-1.1.4 se especificaron las condiciones para clasificar las secciones con referencia a su relación ancho/grueso, de dicha tabla se obtiene que la

condición que aplica al elemento en estudio corresponde a la que se muestra a continuación;

$$\text{Patines: } 0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.58 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 16.47$$

$$\text{Alma: } 1.47 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.47 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 41.74$$

Proponiendo un perfil IR457x96.8mm

$$\text{Patines: } \frac{b}{2t_f} = 5.4 < 16.47 \therefore \text{Tipo 1}$$

$$\text{Alma: } \frac{h}{t_w} = 24.5 < 41.74 \therefore \text{Tipo 1}$$

Por lo tanto, $n=1.4$

Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200.

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{2.0 \times 570}{20.10} = 56.72 < 200 \therefore \text{ok}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{2.0 \times 570}{6.8} = 167.65 < 200 \therefore \text{ok}$$

$$\lambda_x = 56.72 \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}} = 0.64$$

$$\lambda_y = 167.65 \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}} = 1.88 \therefore \text{rige}$$

$$R_{Cy} = \frac{2530 \times 226.5 \times 0.9}{(1 + 1.88^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 130.53 \text{ ton; Resistencia por pandeo general}$$

$$F_R A_t F_y = 0.9 \times 226.5 \times 2,530 = 515.74 \text{ ton; Resistencia por aplastamiento}$$

$130.53.99 \text{ ton} < 515.74 \text{ ton} \therefore$ Rige la resistencia por pandeo general

Por lo tanto, la Resistencia a compresión en la columna es de 130.53 ton y rige el estado límite del pandeo general.

$R_c = 130.53 \text{ ton} > 17.33 \text{ ton} \therefore$ Se acepta el perfil IR457x177.2 en **compresión pura**.

Comprobando que no exista problema en la columna completa por Flexocompresión

$$\frac{17.33 + 0.67}{130.53} + \frac{83.48}{89.02} + \frac{0.48}{0.9 * 28.64} = 1.09 \approx 1.0$$

El perfil IR 457x96.8 se encuentra escaso en un 7% para diseño en flexocompresión, porcentaje que se encuentra dentro de la tolerancia del 10% permitida reglamentariamente, por lo tanto, se acepta el perfil IR457x177.2 para todas las columnas del entrepiso.

DE-1.1.5 MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN BIAxIAL, FUERZA CORTANTE, Y FLEXIÓN MÁS CORTANTE COMBINADOS

Esta sección es aplicable a vigas laminadas, vigas formadas con lámina delgada y trabes hechas con placas soldadas, también es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes (NTC, 2004, pág. 220).

Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

- a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas*
- b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos*
- c) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica*
- d) Pandeo lateral por flexotorsión*
- e) Pandeo local del patín comprimido*
- f) Pandeo local del alma, producido por flexión*
- g) Plastificación del alma por cortante*
- h) Pandeo local del alma por cortante*
- i) Tensión diagonal en el alma*
- j) Flexión y fuerza cortante combinadas*
- k) Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales*
- l) Fatiga (NTC, 2004, pág. 220)*

Resistencia de diseño en flexión

Vigas tubulares de sección transversal circular

“La resistencia de diseño de miembros en flexión de sección transversal circular hueca se determina como sigue” (NTC, 2004, pág. 223):

Si $D/t \leq 0.071E/F_y$

$$M_R = F_R M_p = F_R Z F_y \quad (\text{Ec. DE-1.1.5(a)})$$

Además, se debe cumplir la condición de flexión biaxial.

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. DE-1.1.5(b)})$$

Donde:

$$M_{px} = Z_x F_y$$

$$M_{py} = Z_y F_y$$

$$F_R = 0.9$$

Resistencia de diseño al cortante

La resistencia de diseño al cortante de miembros de sección transversal circular hueca es:

$$V_R = V_N F_R \quad (\text{Ec. DE-1.1.5(c)})$$

donde

$$F_R = 0.9$$

$$\text{Si } \frac{a}{D} \leq \frac{3.2 (E/F_y)^2}{(D/t)^{2.5}} \text{ y } D/t \leq 0.309E/F_y$$

$$V_N = 0.3 A F_y \quad (\text{Ec. DE-1.1.5(d)})$$

donde

A; área total de la sección transversal del miembro

a; longitud del tramo de viga con fuerza cortante constante o casi constante

Flexión y cortante combinados

En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. DE-1.1.5(e)})$$

DE-1.1.5.1 LARGUERO CRÍTICO

Elemento 314, perfil propuesto “OC 89x4.8mm”

Del análisis estructural realizado para los largueros, sección AE-1.1.5.1, Tabla AE-1.1.5.1 se observa que la columna crítica se encuentra sometida a un esfuerzo de cortante de 0.56 ton y a un esfuerzo de flexión de 0.54 ton-m. La Figura DE-1.1.5.1 representa la sección transversal del perfil tubular propuesto para el diseño de los largueros.

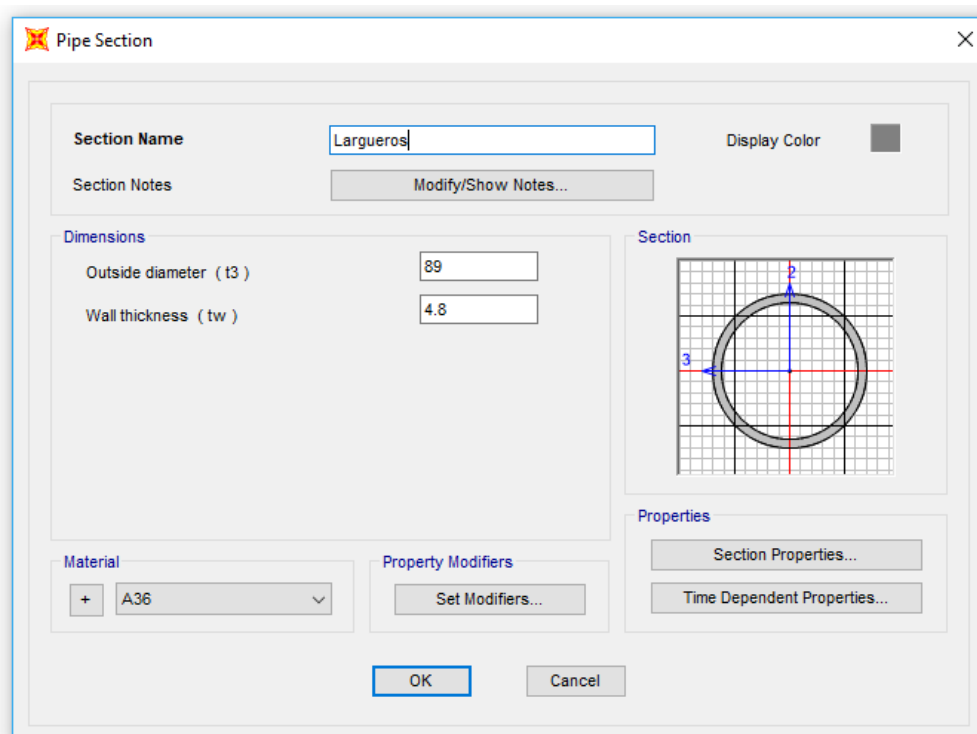


Figura DE-1.1.5.1(b) Sección transversal de largueros, (mm)

Por medio de la Tabla DE-1.1.5.1(a) se representan las propiedades geométricas del perfil propuesto requeridas para el diseño por tensión. En la Tabla DE-1.1.5.1(b) se muestra la longitud del elemento y las propiedades mecánicas del acero que conforma la sección.

Tabla DE-1.1.5.1(a) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL OC89x4.8

A=	11.74	cm ²
D/t=	20.20	
I _{xy} =	104.89	cm ⁴
Z _{xy} =	31.63	cm ³
S _{xy} =	23.60	cm ³
r _{xy} =	3.00	cm
J=	209.78	cm ⁴
C=	47.19	cm ³

Tabla DE-1.1.5.1(b) LONGITUD DEL ELEMENTO Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO QUE CONFORMA LA SECCIÓN DE LA CUERDA INFERIOR CRÍTICA

L _{columna} =	550.00	cm
F _y =	2,530.00	kg/cm ²
E=	2,040,000.00	kg/cm ²

Revisión por flexión y biflexión

$$\frac{D}{t} = 20.20$$

$$0.0448 \frac{E}{F_y} = 0.0448 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 36.12$$

$$0.071 \frac{E}{F_y} = 0.071 \frac{2.04 \times 10^6}{2530} = 57.25$$

D/t= 20.20 < 0.0448E/F_y= 36.12 ∴ Aplica la ecuación DE-1.1.5.

$$M_R = 0.9 \times 31.63 \times 2530 = 72,021.5 \text{ kg-cm} = 0.72 \text{ ton-m}$$

Nota: Las secciones circulares tienen dos ejes de simetría, por lo tanto, la resistencia a flexión será igual a 0.72 t-m para los ejes "X" y "Y".

M_u = 0.54 t-m < M_R = 0.72 t-m ∴ Se acepta el perfil propuesto para diseño por flexión en las dos direcciones.

Revisando que no exista problema ante esfuerzo biaxial

$$\frac{0.54}{0.72} + \frac{0.00}{0.72} = 0.75 < 1 \therefore \text{ok}$$

Revisión por cortante

$$a = 550 \text{ cm}$$

$$D = 8.90 \text{ cm}$$

$$t = 0.44 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{D} = \frac{550}{8.90} = 61.80$$

$$\frac{3.2(E/F_y)^2}{(D/t)^{2.5}} = \frac{3.2*(2.04 \times 10^6 / 2,530)^2}{(8.90/0.44)^{2.5}} = 1,130.64$$

$$61.80 < 1,130.64 \therefore \text{ok}$$

$$\frac{D}{t} = \frac{8.90}{0.44} = 20.23$$

$$\frac{0.309E}{F_y} = \frac{0.309*2.04 \times 10^6}{2,530} = 249.15$$

$$20.23 < 249.15 \therefore \text{ok}$$

Cumplen las dos condiciones, por lo tanto, aplica la Ecuación DE-1.1.5(d).

$$V_N = 0.30 \times 11.74 \times 2530 = 8,910 \text{ kg} = 8.91 \text{ ton}$$

$$V_R = 0.9 \times 8.91 = 8.02 \text{ ton}$$

$$V_R = 8.02 \text{ ton} > V_u = 0.56 \text{ ton} \therefore \text{Se acepta el diseño por cortante}$$

Revisión por flexión y cortante combinados

$$\frac{0.54}{0.72} + \frac{0.56}{8.02} = 0.82 < 1 \therefore \text{ok}$$

∴ La sección propuesta se encuentra sobrada en un 18%, sin embargo, se acepta el perfil propuesto OC 89x4.8mm ya que la sección que antecede a la propuesta no pasa para diseño.

DE-1.2 CIMENTACIONES

El objetivo de las cimentaciones es transmitir las cargas de la estructura al suelo. Los cimientos a base de concreto reforzado pueden ser a base de losas de cimentación, zapatas corridas y zapatas aisladas.

Existe un método empírico para elegir el tipo de cimentación adecuado, el cual recomienda lo siguiente:

Sí $A_c \leq \frac{1}{3} A_T$ ∴ Se recomienda emplear zapatas aisladas

Sí $\frac{1}{3} A_T < A_c \leq \frac{2}{3} A_T$ ∴ Se recomienda emplear zapatas corridas

Sí $\frac{2}{3} A_T < A_c$ ∴ Se recomienda emplear losa de cimentación

Donde:

A_c = Área de cimentación requerida.

A_T = Área del terreno cubierta por construcción.

El peso de la superestructura que actúa en la zapata crítica es igual a 11,460kg y se obtiene de la Tabla DE-1.2(b).

El esfuerzo permisible del terreno se considera igual a 3kg/cm², se obtiene de la Tabla DE-1.2(a).

$$A_c = \frac{\text{Peso}}{\text{Esfuerzo}} = \frac{11,460}{3} = 3,820 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 33 \times 49 = 1,617 \text{ m}^2 = 16,170,000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{3} A_c = \frac{1}{3} 16,170,000 = 5,390,000 \text{ cm}^2$$

$3,820 \text{ cm}^2 < 5,390,000 \text{ cm}^2$ ∴ Se usarán zapatas aisladas.

Debido a que la estructura se encuentra ubicada en zona de riesgo sísmico se recomienda unir las zapatas por medio de trabes de liga, con el objetivo de lograr que la estructura trabaje en conjunto en caso de presentarse desplazamientos

horizontales. El esfuerzo que se transmite de la estructura al terreno natural tendrá que ser menor o igual al esfuerzo permisible del suelo, el cual se obtiene por medio de estudios realizados en sitio. Ya que no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos específico de la zona donde se construirá la cimentación, se utilizan los mapas elaborados por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2018), en los cuales se presenta la caracterización por tipo de suelos dominantes, en el municipio de Coalcomán, Michoacán, Figura. DE-1.2(a).

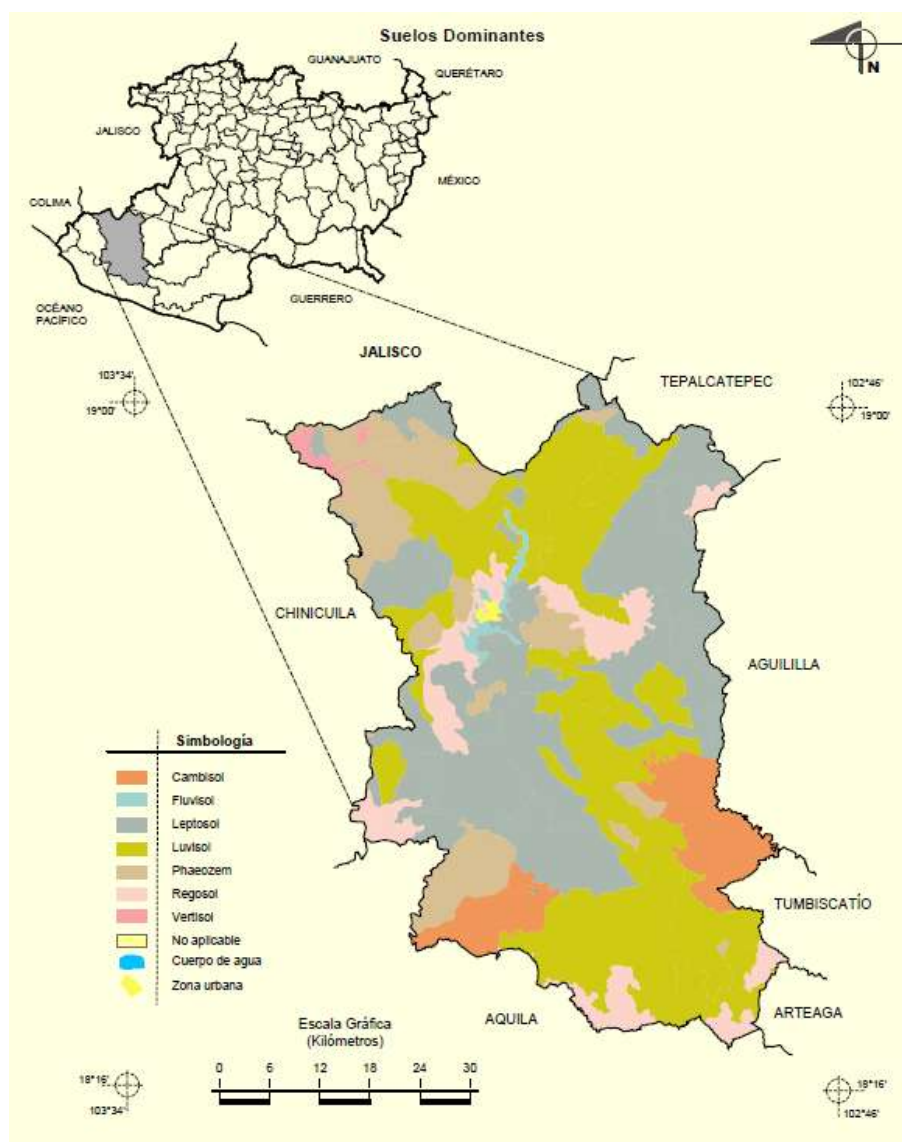


Figura DE-1.2(a) Caracterización por tipo de suelo, (INEGI, 2018)

En la Figura DE-1.2(b) se muestra la ubicación específica del lugar donde se realizará el proyecto. El cual se encuentra en la cabecera municipal de Coalcomán, Michoacán.

En la Figura DE-1.2(a) se observa que el suelo predominante en el lugar donde llevará a cabo la construcción comprende partes de Luvisol y Leptosol.

Existen diversas fuentes en las cuales se presentan las características físicas y propiedades de los tipos de suelos. Una definición práctica y confiable se presenta a continuación.

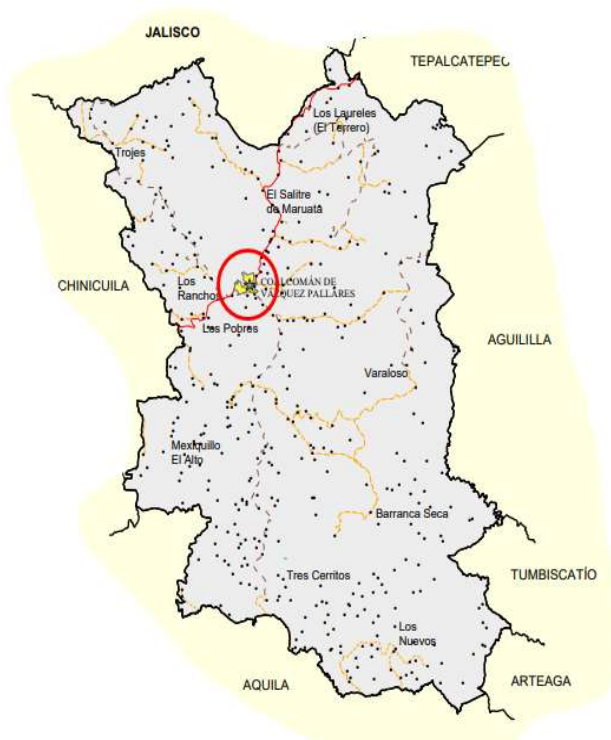


Figura DE-1.2(b) Cabecera Municipal

Los Luvisoles son suelos que tienen mayor contenido de arcilla en el subsuelo que en el suelo superficial como resultado de procesos pedogenéticos (especialmente migración de arcilla) que lleva a un horizonte subsuperficial árgico. Los Luvisoles tienen arcillas de alta actividad en todo el horizonte árgico y alta saturación con bases a ciertas profundidades.

Los Leptosoles son suelos muy someros sobre roca continua y suelos extremadamente gravillosos y/o pedregosos. Los Leptosoles son suelos azonales y particularmente comunes en regiones montañosas (IUSS Grupo de Trabajo WRB, 2007).

Una vez conocido el tipo de suelo donde se realizará la cimentación, se emplea la Tabla DE-1.2(a) en donde se obtiene el esfuerzo permisible del mismo $q_u=3\text{kg/cm}^2$.

Tabla DE-1.2(a) VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD E_s , MÓDULO DE REACCIÓN k_{s1} y ESFUERZO PERMISIBLE q_u , (Piralla, 2013, pág. 528)

Tipo de suelo	E_s (kg/cm ²)		k_{s1} (Kg/cm ²)	
** Suelo fangoso	11.00	33.00	0.50	1.50
* Arena seca o húmeda, suelta (N_s 3 a 9)	0.16H	0.48H	1.20	3.60
* Arena seca o húmeda, media (N_s 9 a 30)	0.48H	1.60H	3.60	12.00
* Arena seca o húmeda, densa (N_s 30 a 50)	1.60H	3.20H	12.00	24.00
* Grava fina con arena fina	1.07H	1.33H	8.00	10.00
* Grava media con arena fina	1.33H	1.60H	10.0	12.00
* Grava media con arena gruesa	1.60H	2.00H	12.00	15.00
* Grava gruesa con arena gruesa	2.00H	2.66H	15.00	20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H	5.32H	20.00	40.00
** Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	15	30	0.65	1.30
Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	30	90	1.30	4.00
** Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	90	180	4.00	8.00
Arcilla margosa dura (q_u 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	180	480	8.00	21.00
Marga arenosa rígida	480	1000	21.00	44.00
Arena de miga y tosco	500	2500	22	110
Marga	500	50000	22	2200
Caliza margosa alterada	3500	5000	150	220
Caliza sana	20000	800000	885	36000
Granito meteorizado	700	200000	30	9000
Granito sano	40000	800000	1700	3000

En la sección de análisis estructural, Tabla AE-1.2.1, sección AE-1.2.1 se observó que la combinación de cargas más desfavorable que se presenta en las zapatas corresponde a la combinación de cargas accidentales caso 4, y la carga última que se presenta es $P_u = 17.33$ ton.

DE-1.2.1 ZAPATA AISLADA

Como se muestra en la Figura DE-1.2.1(a), las zapatas son ampliaciones realizadas en la parte inferior de las columnas, con la finalidad de aumentar el área de contacto entre el suelo y la cimentación, logrando de esta manera una disminución de los esfuerzos transmitidos de la superestructura hacia el suelo.

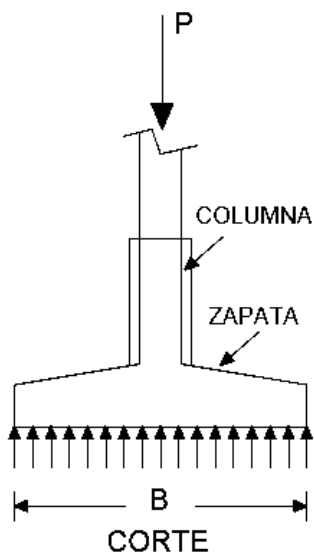


Figura DE-1.2.1(a) Elementos que componen y actúan sobre una zapata

Las zapatas se diseñan a flexión y cortante para una reacción ejercida por el suelo, esta reacción será igual a la suma de todas las cargas gravitacionales que se transmiten hacia el suelo, como lo son: carga axial transmitida de la superestructura a la cimentación, peso propio del dado de cimentación, peso propio del relleno, y peso propio de la zapata.

Se debe tener siempre en cuenta que las sumas de todas estas cargas gravitacionales deberán ser menor o igual al esfuerzo permisible del suelo, establecido en la Tabla DE-1.2(a), sección 1.2.

Lo primero que se hizo en el diseño de la zapata, fue proponer las dimensiones de la misma, las cuales se pueden determinar aplicando la Ecuación DE-1.2.1(a).

1. Cálculo del área de cimentación.

$$\tau = \frac{P}{A} \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(a)})$$

Donde:

$$P = P_u + W_s \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(b)})$$

$$W_s = \begin{cases} 0.2P_u & ; \text{ si } D_f \leq 1.5m \\ 0.3P_u & ; \text{ si } D_f > 1.5m \end{cases}$$

τ = Esfuerzo permisible del suelo (kg/cm²)

P = Carga total que se transmite al suelo (kg)

A = Área de la zapata (cm²)

W_s = Peso propio de la cimentación

D_f = Profundidad de la cimentación

D_f = 1.2m < 1.5m ∴ W_s = 0.2P_u = 0.2(17,330.0) = 3,466.0kg

Se conoce el esfuerzo permisible del suelo, por lo tanto, despejando la ecuación se tendría que:

$$A = \frac{P}{\tau} = \frac{17,330 + 3,466}{3} = 6,932 \text{ cm}^2$$

El perfil de la columna que descarga sobre el dado de cimentación en un IR457x177.2, para economizar la cimentación se propone una zapata rectangular con las dimensiones propuestas en las Figuras DE-1.2.1(b-c).

A_{real} = 130x160 = 20,800 cm² > A = 6,932 cm² ∴ Se aceptan las dimensiones propuestas

2. Cálculo de la reacción neta del terreno.

Proponiendo un peralte total H= 45cm

$$r = PP_z + PP_r + PP_p + P_u \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(c)})$$

Donde:

r = Reacción neta del terreno en (kg/cm^2).

PP_z = Peso propio de la zapata.

PP_z = Peso propio del relleno.

PP_p = Peso propio de la plantilla

P_u = Carga axial en la zapata debida al peso de la superestructura.

$$PP_z = 45 \cdot 0.0024 = 0.11 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$PP_r = 70 \cdot 0.0014 = 0.10 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$PP_p = 5 \cdot 0.0022 = 0.01 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$P_u = \frac{P_u}{B_x B_y} = \frac{17,330}{130 \times 160} = 0.83 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$r = 0.11 + 0.10 + 0.01 + 0.83 = 1.05 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$r_u = F_c r = 1.1 \times 1.05 = 1.16 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

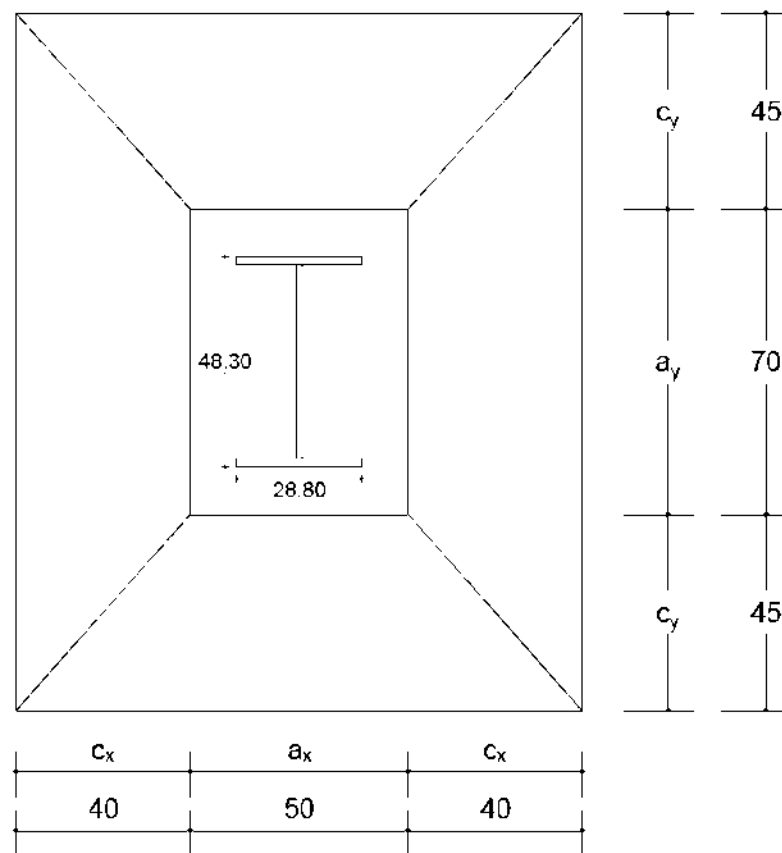


Figura DE-1.2.1(b) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en planta, (cm)

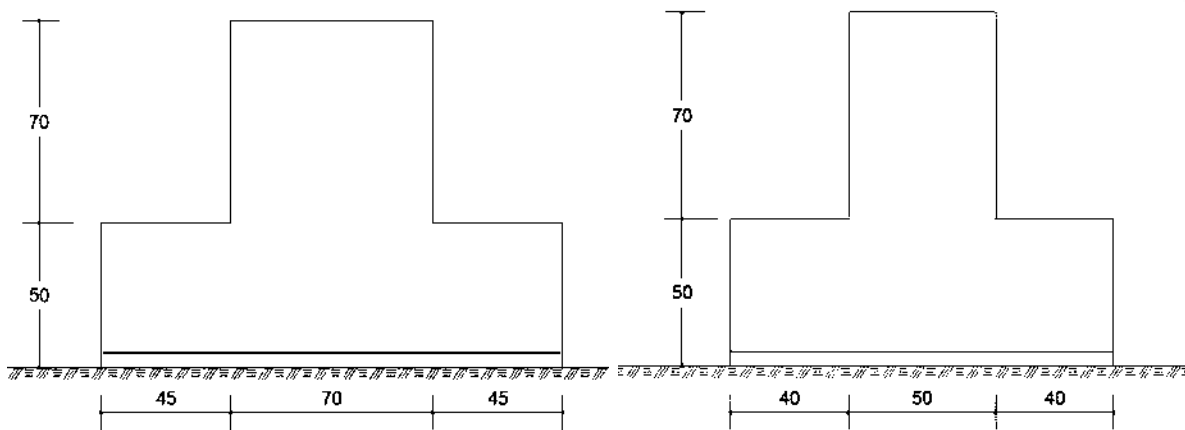


Figura DE-1.2.1(c) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en alzado, (cm)

3. Cálculo del peralte efectivo de la sección.

$$d = H - \Phi - e = 45 - 1 - 4 = 40 \text{ cm}$$

En la Figura. DE-1.2.1(d) se presentan esquemáticamente el peralte de la sección “h”, el recubrimiento “e” y el peralte efectivo “d”.

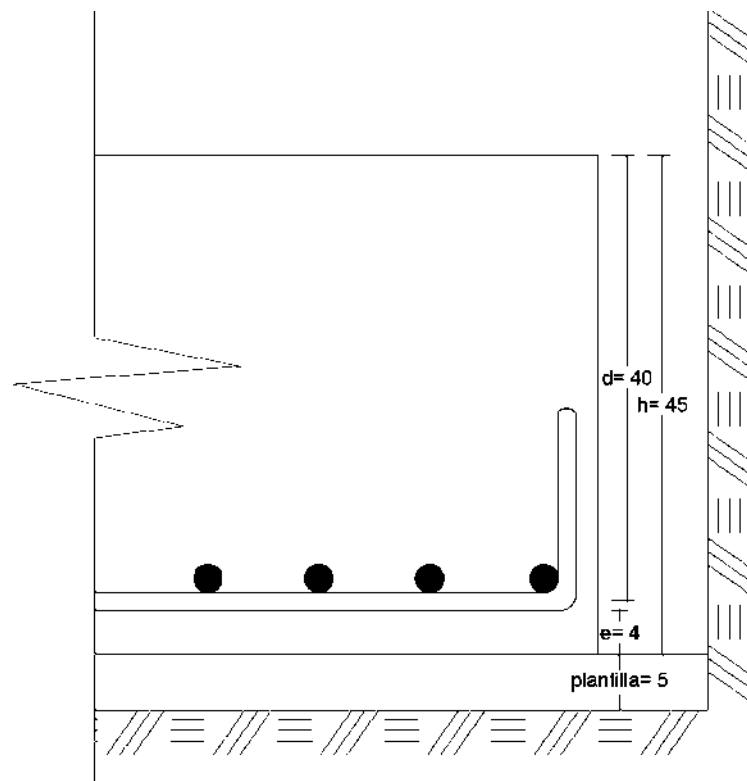


Figura DE-1.2.1(d) Peraltes y recubrimiento de la sección, (cm)

El diseño de zapatas se realizó con base en lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de La Ciudad de México 2017 (NTC, 2017).

DE-1.2.1(a) FUERZA CORTANTE

Fuerza cortante en losas y zapatas

Resistencia a fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho (Figura DE-1.2.1(f)).*
- b) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. (NTC, 2017).*

Elementos sin presfuerzo

Dirección “x”

$$\frac{L_x}{h} = \frac{0.65}{0.45} = 1.44 < 4$$

Debido a que la relación L/h que se tiene menor que 4, se utilizará la Ecuación DE-1.2.1(d) para obtener la fuerza cortante que toma el concreto “V_{CR}”. Para relaciones L/h mayor a 4; revisar (NTC, 2017, pág. 406).

$$\left(V_{CR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad \text{(Ec. DE-1.2.1(d))}$$

donde:

F_R= 0.65 Para flexión y cortante en losas y zapatas (NTC, 2017, pág. 406).

Además, se deberá cumplir la condición de la ecuación DE-1.2.1(e).

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} \right) > 1.0 \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(e)})$$

Para calcular el Cortante y Momento de diseño actuante en la zapata, se analiza como viga en voladizo, y se emplean los diagramas y formulas establecidas, como se muestra en la Figura DE-1.2.1(e).

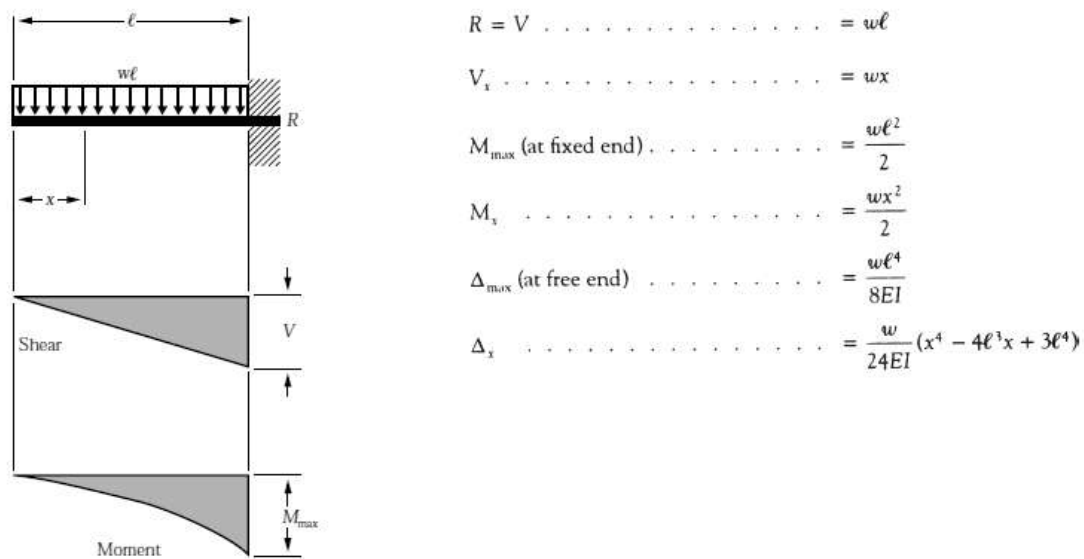


Figura DE-1.2.1(e) Diagramas y fórmulas para calcular el Cortante y Momento de diseño, (AF&PA, 2007)

$$W = r \cdot b = 1.05 \times 100 = 105 \text{ kg/cm} = 10.50 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{10.5 \times 0.65^2}{2} = 2.22 \text{ ton} - m$$

$$V_d = WL = 10.50 \times 0.65 = 6.83 \text{ ton}$$

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} = 3.5 - 2.5 \frac{2.22}{6.83} = 2.69 > 1 \quad \therefore \text{ok}$$

$$V_{CR} = 0.65(2.69)0.5\sqrt{200 \times 100 \times 40} = 49,409 \text{ kg} = 49.41 \text{ ton}$$

Para que se pueda tomar esta resistencia como la resistencia del concreto en elementos sin presfuerzo, se debe cumplir además con la condición de la Ecuación DE-1.2.1(f).

$$\left(V_{cR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d \right)$$

(Ec. DE-1.2.1(f))

$$F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.65 \times 1.5 \sqrt{200} \times 100 \times 40 = 55,154 \text{ kg} = 55.15 \text{ ton}$$

$$49.41 \text{ ton} < 55.15 \text{ ton} \therefore V_{cR} = 49.41 \text{ ton}$$

Dirección “y”

$$\frac{L_y}{h} = \frac{0.80}{0.45} = 1.78 < 4 \therefore \text{Aplica la Ecuación DE-1.2.1(d)}$$

$$M = \frac{WL}{2} = \frac{10.50 \times 0.8^2}{2} = 3.36 \text{ ton} - m$$

$$V_d = WL = 10.50 \times 0.8 = 8.40 \text{ ton}$$

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} = 3.5 - 2.5 \frac{3.36}{8.40} = 2.50 > 1 \therefore \text{ok}$$

$$V_{cR} = 0.65(2.50)0.5\sqrt{200} \times 100 \times 40 = 45,961 \text{ kg} = 45.96 \text{ ton}$$

Verificando la condición de la Ecuación DE-1.2.1(f).

$$F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.65 \times 1.5 \sqrt{200} \times 100 \times 40 = 55,154 \text{ kg} = 55.15 \text{ ton}$$

$$45.96 \text{ ton} < 55.15 \text{ ton} \therefore V_{cR} = 45.96 \text{ ton}$$

Elementos anchos

Para obtener la fuerza resistente en elementos anchos se aplicará la Ecuación DE-1.2.1(g), siempre y cuando se cumpla con las siguientes condiciones.

$$\left(V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} b d \right)$$

(Ec. DE-1.2.1(g))

$$1. b \geq 4d$$

$$2. d < 60 \text{ cm}$$

$$3. M/V_d \leq 2$$

Dirección “x”

$$b_x = 130\text{cm} > 4d = 160\text{cm} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$H = 45\text{cm} < 60\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{2.22}{6.83} = 0.33 < 2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

En dirección “x”, la zapata no podrá revisarse como elemento ancho, debido a que no cumple con una de las condiciones.

Dirección “y”

$$b_y = 160\text{cm} \approx 4d = 160\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$H = 45\text{cm} < 60\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{3.36}{8.40} = 0.40 < 2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

En dirección “y”, la zapata cumple con las tres condiciones, por lo tanto, en este sentido se podrá revisar como elemento ancho, aplicando la Ecuación DE-1.2.1(g).

$$V_{cR} = 0.65 \times 0.5 \sqrt{200} \times 100 \times 40 = 18,384\text{kg} = 18.38\text{ton}$$

Del mismo modo que en elementos sin presfuerzo, para que se pueda tomar esta resistencia como la resistencia del concreto en elementos anchos, se debe cumplir además con la condición de la Ecuación DE-1.2.1(f).

$$18.38\text{ ton} < 55.15\text{ ton} \quad \therefore V_{cR} = 18.38\text{ ton}$$

Sección crítica

“Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, donde d es el peralte efectivo de la losa” (NTC, 2017, pág. 425).

En la Figura DE-1.2.1(f) se hace una representación gráfica de la sección crítica establecida.

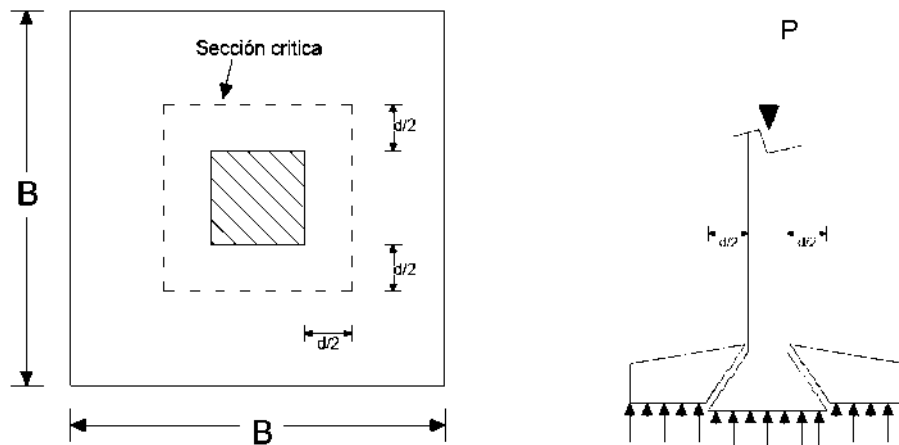


Figura DE-1.2.1(f) Vista en planta y alzado de la sección crítica

Esfuerzo cortante de diseño

En nuestro caso en estudio se presenta una transmisión de momento entre la columna y la zapata, por lo tanto, una parte del momento queda definido por “ α ” y se transmite por excentricidad de la fuerza cortante aplicada como se muestra en la Figura DE-1.2.1(g), mientras que el resto del momento se transmite por flexión en un ancho igual a c_2+3h .

$$\alpha = 1 - \frac{l}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(h)})$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño, “ V_u ” se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento.

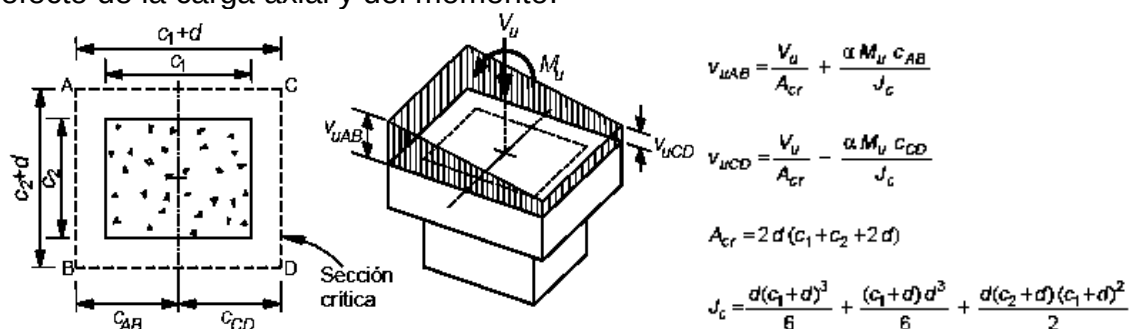


Figura DE-1.2.1(g) Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata

(NTC, 2017, pág. 427)

En la Tabla AE-1.2.2, sección AE-1.2.2 se reportaron los elementos mecánicos que se transmiten de la columna crítica a las zapatas en las dos direcciones.

Dirección “x”

$$c_1 = 70cm$$

$$c_2 = 50cm$$

$$d = 40cm$$

$$c_{AB} = c_{CD} = \frac{70 + 40}{2} = 55cm = 0.55m$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{70 + 40}{50 + 40}}} = 0.43$$

$$A_{cr} = 2 \times 40(70 + 50 + 2(40)) = 16,000.00cm^2 = 1.60m^2$$

$$J_c = \frac{40(70 + 40)^3}{6} + \frac{(70 + 40)40^3}{6} + \frac{40(50 + 40)(70 + 40)^2}{2} = 31,826,666cm^4 = 0.32m^4$$

En el eje transversal de la estructura se presentan los elementos mecánicos M3-V2.

$$Mu = 83.18ton-m$$

$$Vu = 14.59ton$$

$$V_{uAB} = \frac{14.59}{1.60} + \frac{0.43 \times 83.18 \times 0.55}{0.32} = 70.29 ton/m^2$$

$$V_{uCD} = \frac{14.59}{1.60} - \frac{0.43 \times 83.18 \times 0.55}{0.32} = -52.05 ton/m^2$$

Rige el esfuerzo cortante mayor, por lo tanto, **$V_u = 70.29 ton/m^2$** .

Momento restante transmitido por flexión.

$$1 - \alpha = 1 - 0.43 = 0.57$$

El porcentaje que resta del momento se transmitirá en un ancho igual a $c_2 + 3h$.

$$c_2 + 3h = 50 + 3(45) = 185 cm$$

$$1 - \alpha(Mu) = 0.57(83.18) = 47.79 ton - m$$

Dirección “y”

$$c_1 = 50\text{cm}$$

$$c_2 = 70\text{cm}$$

$$d = 40\text{cm}$$

$$c_{AB} = c_{CD} = \frac{50 + 40}{2} = 45\text{cm} = 0.45\text{m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{50 + 40}{70 + 40}}} = 0.38$$

$$A_{cr} = 2 \times 40(40 + 70 + 2(40)) = 16,000\text{cm}^2 = 1.60\text{m}^2$$

$$J_c = \frac{40(50 + 40)^3}{6} + \frac{(50 + 40)40^3}{6} + \frac{40(70 + 40)(50 + 40)^2}{2} = 23,640,000\text{cm}^4 = 0.24\text{m}^4$$

En el eje longitudinal de la estructura se presentan los elementos mecánicos M2-V3.

$$M_u = 0.00 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 0.00 \text{ ton}$$

$$V_{uAB} = \frac{0.00}{1.60} + \frac{0.38 \times 0.00 \times 0.45}{0.24} = 0.00 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{uCD} = \frac{0.00}{1.60} - \frac{0.38 \times 0.00 \times 0.45}{0.24} = 0.00 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, **$V_u = 0.00 \text{ ton/m}^2$**

Momento restante transmitido por flexión:

$$1 - \alpha = 1 - 0.38 = 0.62$$

$$c_2 + 3h = 70 + 3(45) = 205 \text{ cm}$$

$$1 - \alpha(M_u) = 0.62(0.00) = 0.00 \text{ ton-m}$$

Resistencia de diseño del concreto

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de:

$$\left(F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} \quad ; \quad \text{ni de } F_R\sqrt{f'_c} \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(i)})$$

$$F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} = 0.65 \left(0.5 + \frac{50}{70} \right) \sqrt{200} = 11.16 \text{ kg/cm}^2 = 111.62 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R\sqrt{f'_c} = 0.65\sqrt{200} = 9.192 \text{ ton/m}^2 = 91.92 \text{ ton/m}^2$$

La resistencia del concreto que rige, es la resistencia menor, por lo tanto:

$$V_{CR} = 91.92 \text{ ton/m}^2$$

Para el sentido "x" $V_{CR} = 91.92 > V_u = 70.29 \text{ ton/m}^2 \therefore \text{ok}$

Para el sentido "y" $V_{CR} = 91.92 > V_u = 0.00 \text{ ton/m}^2 \therefore \text{ok}$

∴ La resistencia del concreto $V_{CR} = 70.29 \text{ ton/m}^2$.

Refuerzo por cortante en vigas y columnas sin presfuerzo

La separación del refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{CR} .

La Tabla DE-1.2.1(a) reporta la resistencia a cortante del concreto para ambos sentidos. Se observa que en el sentido "X" rige la resistencia en revisión como elementos sin presfuerzo $V_{CR} = 43.23 \text{ ton}$, mientras que en el sentido "Y" rige la resistencia en revisión como elemento ancho $V_{CR} = 16.09 \text{ ton}$.

Tabla DE-1.2.1(a) RESISTENCIA A CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO, " V_{CR} "

Resistencia del concreto		Resistencia Cortante (ton)	Resistencia Cortante (ton)
		Eje X	Eje Y
Elementos sin presfuerzo	Para $L/h > 5$	-	-
	Para $L/h < 4$	49.41	45.96
Elementos anchos	-	-	18.38
Resistencia del concreto	-	91.92	91.92

$$V_u = W_u L$$

$$W_u = 11.55 \text{ ton/m}$$

Dirección "x"

$$L_x = 0.65 \text{ m}$$

$$V_u = W_u L = 11.5 \times 0.65 = 7.51 \text{ ton}$$

$V_u = 7.51 \text{ ton} < V_{CR} = 49.41 \text{ ton} \therefore$ Se diseñará con el refuerzo mínimo

Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo

"En vigas sin presfuerzo debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la ecuación DE-1.2.1(j)" (NTC, 2017, pág. 423).

$$\left(A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(j)})$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$\frac{d}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{200} \frac{100 \times 20}{4200} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del #5

$$A_v = 1.98 \text{ cm}^2 \approx A_{v,min} = 2.02 \text{ cm}^2 \therefore \text{ok}$$

Condiciones que debe cumplir:

1. $F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d \geq V_u$
2. La separación "s" no debe ser menor de 6cm.

Aplicando las condiciones anteriores se tiene que:

$$1. F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d = \frac{0.65 \times 1.5 \sqrt{200} \times 100 \times 40}{1000} = 55.15 \text{ ton} > V_u = 7.51 \text{ ton} \therefore \text{ok}$$

$$2. s = 20 \text{ cm} > 6 \text{ cm} \therefore \text{ok}$$

Dirección “y”

$$L_y = 0.80\text{m}$$

$$V_u = W_u L = 11.55 \times 0.8 = 9.24 \text{ ton}$$

$V_u = 9.24 \text{ ton} < V_{CR} = 18.38 \text{ ton}$. Se diseñará con el refuerzo mínimo

Por lo tanto, para diseño por cortante se utilizarán varillas del #5 @20cm, en ambos sentidos.

DE-1.2.1(b) FLEXIÓN

En las zapatas se presenta una carga axial que se transmite de la columna hacia la cimentación, por lo tanto, aplicando la ley del equilibrio se sabe que el suelo ejerce una reacción hacia la cimentación, como se muestra en la Figura DE-1.2.1(h).

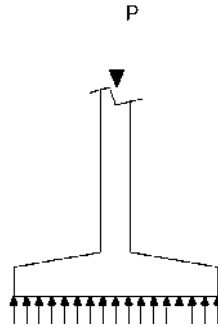


Figura DE-1.2.1(h) Carga y reacción presente en zapatas

El esfuerzo que ejerce el suelo a la zapata provoca que se tengan deformaciones similares a las que se muestran en la Figura DE-1.2.1(i).

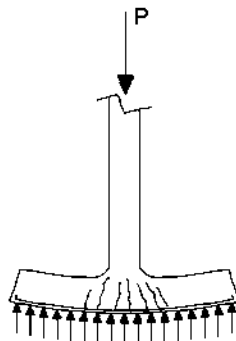


Figura DE-1.2.1(i) Deformaciones presentes en la zapata debidas a la flexión

Como se muestra en la Figura DE-1.2.1(j), el dado restringe a la zapata a flexionarse en esa sección, por lo cual la sección crítica en el diseño por flexión sería la que se representa en la Figura DE-1.2.1(k).

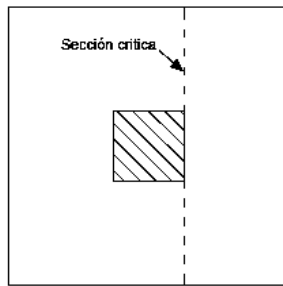


Figura DE-1.2.1(j) Sección crítica de la zapata en la revisión por flexión

Debido a este comportamiento de la zapata, para hacer un análisis estructural representativo a este tipo de falla en flexión, se idealiza la zapata como si fueran dos vigas en voladizo a partir del paño del apoyo hasta el extremo de la zapata, como se muestra en la Figura DE-1.2.1(k).

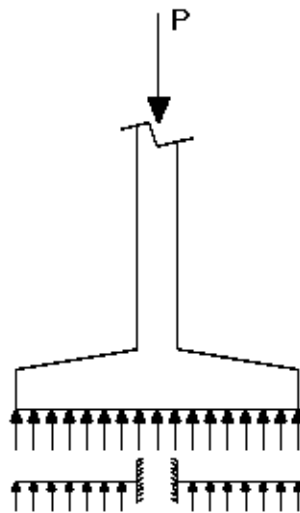


Figura DE-1.2.1(k) Sección crítica de la zapata en la revisión por flexión

Para evitar que la zapata falle por flexión, el momento último de diseño " M_u " deberá ser menor o igual al momento resistente " M_R ".

El momento último de diseño para la viga en voladizo se obtiene utilizando los diagramas y ecuaciones de la Figura DE-1.2.1(a) de la sección DE-1.2.1(a).

Donde:

$$W_u = 11.55 \text{ ton/m}$$

Dirección “x”

$$L_x = 0.40\text{m}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{11.55 \times 0.4^2}{2} = 0.92 \text{ ton-m}$$

Dirección “y”

$$L_y = 0.45\text{m}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{11.5 \times 0.45^2}{2} = 1.17 \text{ ton-m}$$

Momento último que rige “M_u”

El momento último de diseño “M_u” será el menor de los reportados en la Tabla DE-1.2.1(c). Obtenidos como momento restante transmitido por flexión analizado en la sección DE-1.2.1(a) y el analizado anteriormente en la sección DE-1.2.1(b).

En la Tabla DE-1.2.1(b) se pueden ver los valores del momento último actuante en las dos direcciones obtenido de acuerdo a lo estipulado en las diferentes secciones del código (NTC, 2017). Se observa que en el sentido “X” es crítico el momento obtenido de acuerdo a la sección DE-1.2.1(a), M_u= 47.79 ton-m, y en el sentido “Y” resulta crítico el momento obtenido con la sección DE-1.2.1(b), M_u= 1.17 ton-m.

Tabla DE-1.2.1(b) MOMENTO ÚLTIMO OBTENIDO CON LOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISIS

Sección de análisis	Flexión M _u	Flexión M _u
	Eje X	Eje Y
Esfuerzo cortante de diseño, sección DE-1.2.1(a)	47.79	0.00
Diseño por flexión, sección DE-1.2.1(b)	0.92	1.17

Falla balanceada en secciones rectangulares.

El diseño por flexión se obtiene de acuerdo con lo estipulado en el código de diseño de las (NTC, 2017), donde se indica que las secciones rectangulares sin acero de compresión presentarán una falla balanceada cuando su área de acero es:

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(k)})$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000} 100 \times 40 = 80.95 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a flexión

Refuerzo mínimo

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(l)})$$

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} 100 \times 40 = 9.43 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo

“El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada” (NTC, 2017, pág. 414).

$$A_{s,min} = 0.9 A_s = 0.9 \times 80.95 = 72.86 \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión

El momento resistente “ M_R ”, en secciones rectangulares sin acero de compresión se obtendrá aplicando la Ecuación DE-1.2.1(m).

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (\text{Ec. De-1.2.1(m)})$$

donde:

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (\text{Ec. DE1.2.1(n)})$$

El porcentaje de acero “ p ” se obtendrá utilizando las ayudas de diseño por flexión que se presentan en la Tabla A-2, las cuales depende solamente de la relación M_u/bd^2 .

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{47.79 \times 10^5}{100 \times 40^2} = 29.87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Dirección "X".}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1.17 \times 10^5}{100 \times 40^2} = 0.73 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Dirección "Y".}$$

En la sección de anexos Tabla A-2 se presentan valores del porcentaje de acero "ρ", para un $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, $f'_c=200\text{kg/cm}^2$ y una relación M_u/bd^2 máxima de 37.26kg/cm^2 .

En el sentido "X", se realiza una interpolación lineal para obtener los valores exactos del porcentaje de acero "ρ", y se obtiene:

$$\rho = 0.92\% = 0.0092$$

En el sentido "Y", la relación M_u/bd^2 es muy pequeña, por lo tanto, se colocará el acero mínimo.

Dirección "X"

$$A_s = \rho b d = 0.0092 \times 100 \times 40 = 36.80 \text{ cm}^2$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''_c} = \frac{0.0092 \times 4200}{170} = 0.23$$

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 40^2 \times 170 \times 0.23 (1 - 0.5(0.23)) = 4,931,809 \text{ kg} - \text{cm} = 49.32 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u = 47.79 \text{ ton-m} < M_R = 49.32 \text{ ton-m} \therefore \text{ok}$$

Proponiendo varilla del #8

$$a_o = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$s_o = \frac{100 a_o}{A_s} = \frac{100 \times 5.07}{24.81} = 20.44 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Dirección "Y"

$$A_s = A_{s,min} = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{9.43}{100 \times 40} = 0.0024$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''_c} = \frac{0.0024 \times 4200}{170} = 0.06$$

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 40^2 \times 170 \times 0.06 (1 - 0.5(0.06)) = 1,384,021 \text{ kg} - \text{cm} = 13.84 \text{ ton} - \text{m}$$

Proponiendo varilla del #5

$$a_0 = 1.98 \text{ cm}^2 \therefore$$

$$s_0 = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100 \times 1.98}{9.43} = 21 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

En la Tabla. DE-1.2.1(c), se muestra el resumen del armado en las dos direcciones para cortante y flexión en la zapata. De donde se observa que el armado crítico se presenta en el eje "X" con varillas del #8 a una separación de 20cm y en el eje "Y" con varillas del #5 a una separación de 20cm.

Tabla DE-1.2.1(c) REFUERZO EN LA ZAPATA

ARMADO	Refuerzo para cortante		Refuerzo para flexión	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
# Varilla	#6	#6	#8	#6
S _{real} (cm)	20.00	20.00	10.00	30.00

DE-1.2.1(c) LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

El refuerzo para flexión debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante. Para lograr este anclaje en zapatas de sección constante basta suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra, como se muestra en la Figura DE-1.2.1(l).

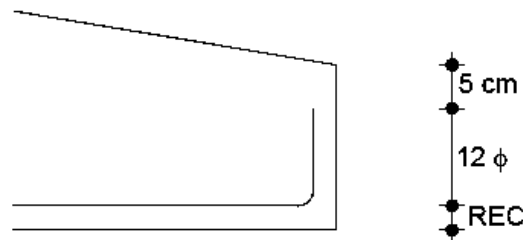


Figura DE-1.2.1(l) Requisitos necesarios para el refuerzo en flexión

Longitud de desarrollo

Barras con dobleces

La longitud de desarrollo para barras que trabajan en tensión, y terminan con dobleces a 90° seguidos de tramos rectos con una longitud igual o mayor a 12 diámetros de la barra, se obtendrá multiplicando el o los factores correspondientes definidos en la Tabla DE-1.2.1(d), por el valor de la Ecuación DE-1.2.1(ñ), pero sin que sea menor a 15cm ni 8d_b.

$$\left(0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(ñ)})$$

En la Figura DE-1.2.1(a) se representa la longitud que requiere el gancho en una zapata para que se presente una buena adherencia, es decir, cumpliendo con la longitud del gancho igual o mayor a doce veces el diámetro de la barra se asegura que se cumplirá con la longitud de desarrollo. En el caso específico de diseño, no es posible cumplir con esta condición debido a que el peralte de la zapata resultó pequeño, entonces la distancia libre que hay en la zapata, descontando los recubrimientos superior e inferior, es igual a 25cm. El acero necesario en el eje X tiene que ser forzosamente del #8 o mayor para cumplir con la cuantía de acero necesaria para el estado límite de resistencia. Para varilla del #8 el d_b es de 2.54cm. Haciendo el cálculo de 12 veces el diámetro de la barra se obtiene: 12d_b= 12(2.54) = 30.48cm. La longitud necesaria del gancho resulta mayor que la distancia libre disponible. Sería antieconómico, y no factible constructivamente cambiar el peralte de la zapata solamente para asegurar que se tenga un gancho de las varillas de longitud igual o mayor a doce diámetros. Por lo tanto, basta con calcular la longitud de desarrollo, y asegurarnos de que se cumpla dicha longitud.

Para varilla del #8.

$$0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.076 \times 2.54 \frac{4200}{\sqrt{200}} = 57.33 \text{ cm}$$

Tabla DE-1.2.1(d) FACTORES QUE MODIFICAN LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO DE BARRAS CON DOBLECES, (NTC, 2017, pág. 438)

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del dobléz) no menor que 60 mm, y para barras con dobléz a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del dobléz no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b^2$	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

$$L_d = 0.7 \times 57.33 = 40.13 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$L_d = 40 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$L_d = 40 \text{ cm} > 8d_b = 20.32 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Para varilla del #6.

$$0.076d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.076 \times 1.9 \frac{4200}{\sqrt{200}} = 42.88 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.7 \times 42.88 = 30.02 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_d = 30 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$L_d = 30 \text{ cm} > 8d_b = 15.20 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Dobleces del refuerzo

El radio interior no será menor que el indicado en la Ecuación. DE-1.2.1(o).

$$\left(\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (\text{Ec. DE-1.2.1(o)})$$

Para varilla del #8

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 2.54 = 12.57cm \approx 13cm$$

Para varilla del #6

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 1.9 = 9.40cm \approx 10cm$$

Una vez obtenidos los radios interiores que debe haber en cada uno de los dobleces de las varillas utilizadas. Se puede observar en los resultados, que los radios interiores resultan demasiado grandes en relación a las dimensiones de las zapatas, por lo cual, constructivamente sería complicado llevarlo a cabo. Además, de que las zapatas por ser elementos esbeltos restringidos en la parte central, por medio del dado de cimentación, se puede omitir el radio interno del gancho utilizando únicamente dobleces a 90°, siempre y cuando se cumpla con la longitud de desarrollo.

Tamaño máximo de agregados (TMA)

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

a) Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes

$$\frac{1}{5} B = \frac{1 \times 130}{5} = 26cm = 10.24in.$$

b) Un tercio del espesor de losas

$$\frac{1}{3} h = \frac{1 \times 45}{3} = 15.0cm = 5.91in$$

c) Dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo

$$\frac{2}{3} S = \frac{2(10 - 2.54)}{3} = 4.97cm = 1.96in$$

Se propone un tamaño máximo del agregado menor a las 3 condiciones anteriores:

$$TMA = 3/4in = 1.91cm.$$

Refuerzo por cambios volumétricos

“Por sencillez, puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno” (NTC, 2017, pág. 442).

$$A_s = \rho b d = 0.003 \times 100 \times 40 = 12.0 \text{ cm}^2$$

El armado por cambios volumétricos será igual en ambas direcciones, debido a que el área de acero “ A_s ” resulta de 12.0 cm^2 en los dos sentidos.

Proponiendo varillas del #6

$$d_b = 1.9 \text{ cm}$$

$$a_o = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 a_o}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{12.0} = 23.75 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Si $x_1 \leq 15 \text{ cm}$; El refuerzo puede colocarse en una sola capa.

Si $x_1 > 15 \text{ cm}$; El refuerzo puede colocarse en dos capas próximas a las caras del elemento.

$x_1 = 35 \text{ cm}$.∴ El refuerzo se colocará en dos capas.

Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

En el lecho inferior

Sentido “X”

$$s = 10 \text{ cm} > d_b = 2.54 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$s = 10 \text{ cm} > 1.5(1.91) = 2.87 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Sentido “Y”

$$s = 20 \text{ cm} > d_b = 1.9 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$s = 10 \text{ cm} > 1.5(1.91) = 2.87 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

En el lecho superior

Ambos sentidos

$$s = 20\text{cm} > d_b = 1.90\text{cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$s = 20\text{cm} > 1.5(1.91) = 2.87\text{cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2cm.

De acuerdo al espesor que se tiene de la zapata y a los recubrimientos superior e inferior, se tiene una distancia vertical libre entre capas de 36.56cm.

El diámetro que presenta mayor diámetro de las barras empleadas es la barra del #8, por lo tanto:

$$d_{vl} = 36.56\text{cm} > d_b = 2.54\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple con la distancia vertical libre.}$$

$$d_{vl} = 36.56\text{cm} > 2\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple con la distancia vertical libre.}$$

DE-1.2.2 DISEÑO DEL DADO DE CIMENTACIÓN

El dado de cimentación se refuerza con el mismo armado que resulta del diseño de la columna, si las columnas constan de perfiles de acero estructural, tendrá que diseñarse el dado de cimentación como una columna trabajando en compresión axial pura. No se toman en cuenta los momentos transmitidos de la columna al dado, debido a que el dado trabaja como columna corta por lo cual no presentará problemas de pandeo, además de que la fuerza lateral que ejerce el suelo sobre él impide que se flexione.

DE-1.2.2(a) REFUERZO LONGITUDINAL

El armado adecuado para diseño por compresión, será aquel con el que la carga última actuante en el dado " P_u " sea menor a la carga resistente " P_R ", evitando de ser posible que la relación P_R/P_u sea muy grande con el objetivo de optimizar la sección.

$P_u = 17.33$ ton (valor obtenido de la Tabla AE-1.2.1, sección AE-1.2.1)

La resistencia del concreto se obtendrá utilizando la Ecuación DE-1.2.2

$$P_R = F_R(f''_c(A_s - A_s) + f_y A_s) \quad (\text{Ec. DE-1.2.2})$$

donde:

A_g = Área de la sección transversal del dado de cimentación.

A_s = Área de acero de refuerzo.

$$A_s = 50 \times 70 = 3,500 \text{ cm}^2$$

Proponiendo 4 varillas del #4.

$$A_s = 4(1.27) = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$P_R = 0.65(170(3,500 - 5.08) + 4200(5.08)) = 400,057.06 \text{ kg} = 400.06 \text{ ton}$$

$P_R = 400.06 \text{ ton} > P_u = 17.33 \text{ ton}$ ∴ Se acepta el diseño por compresión

Nota: La sección está muy sobrada, pero no se puede reducir el armado ya que cuenta con el refuerzo mínimo. El refuerzo mínimo que se establece en el código de diseño (NTC, 2017) es de una varilla del #4 en cada esquina.

Longitud de desarrollo.

Barras con dobleces

Para varilla del #4.

$$0.076d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.076 \times 1.27 \frac{4200}{\sqrt{200}} = 28.66 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.7 \times 28.66 = 20.07 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$L_d = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$L_d = 20 \text{ cm} > 8d_b = 10.16 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Dobleces del refuerzo

El radio interior no será menor que:

Para varilla del #4

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 1.27 = 6.29 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

Para varilla del #2.5

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 0.79 = 3.91 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

DE-1.2.2(b) REFUERZO TRANSVERSAL

Para obtener el refuerzo transversal del dado de cimentación se requiere conocer su clasificación respecto a la ductilidad.

En la TABLA DE-1.2.2(a) se observa que la clasificación correspondiente para las armaduras, pertenece a marcos con $Q=2$, por lo tanto, el refuerzo transversal del dado de cimentación se realizará con base al diseño de estructuras de ductilidad baja de las (NTC, 2017).

Tabla DE-1.2.2(a) FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES LÍMITE PARA ESTRUCTURAS DE ACERO Y COMPUESTAS, (NTC, 2017, pág. 63)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	-----	4.0	0.030
	Media	-----	3.0	0.020
	Baja	-----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrigidas	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
Marcos compuestos	Alta	-----	4.0	0.030
	Media	-----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrigidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁵⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

Separación de refuerzo transversal

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

$$a) \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} 1.27 = 16.66 \text{ cm}$$

$$b) 48d_e = 48(0.79) = 37.92 \text{ cm}$$

$$c) \frac{\text{Dimensión menor de la columna}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Respetando las condiciones anteriores se propone una separación igual a;

$$s = 15 \text{ cm}$$

Separación de refuerzo transversal en intersecciones.

Cuando se tengan intersecciones entre columnas y trabes o entre columnas y losas, la separación anterior se reducirá a la mitad hasta una distancia medida a partir del plano de intersección arriba y abajo mayor o igual que:

a) Dimensión transversal máxima de la columna = 70cm

b) Un sexto de su altura libre = $\frac{70}{6} = 11.67 \text{ cm}$

c) 60cm

Aplicando las condiciones anteriores se tiene que la separación del refuerzo en las intersecciones será igual a:

$$s = 7.5\text{cm} \approx 7\text{cm}$$

La cual se aplicará hasta una distancia de 70cm arriba y abajo a partir del paño de la intersección.

Nota: El dado tiene una altura total de 70cm, por lo tanto, al considerar una distancia de 70cm de arriba hacia abajo y de abajo hacia arriba se tiene una longitud total mayor a la longitud del dado, por lo tanto, se colocarán los estribos a una separación de 7cm en todo el dado de cimentación.

Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo. Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo, ni menos de 80mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Además los radios de doblez cumplirán con los requisitos del código de diseño (NTC, 2017, pág. 439).

Por lo tanto, se tiene que:

$$6d_b = 6(0.79) = 4.75\text{cm} \approx 5\text{cm}$$

$$80\text{mm} = 8.0\text{cm}$$

∴ Se propone una longitud del tramo recto después del gancho igual a 8cm.

Dobles del refuerzo

El radio interior del doblez no será menor que:

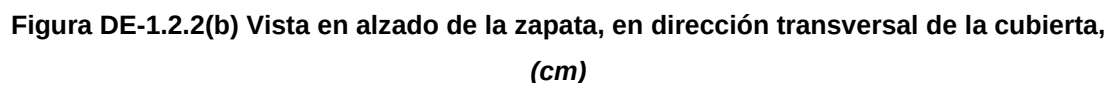
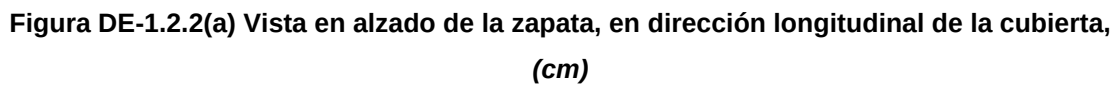
$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 0.79 = 3.91\text{cm} \approx 4.0\text{cm}$$

DE-1.2.2(c) REPRESENTACIÓN DEL DISEÑO, ARMADO Y DETALLES DE LA ZAPATA AISLADA Y DADO DE CIMENTACIÓN

La Tabla DE-1.2.2(b) resume el armado correspondiente al dado de cimentación, se debe tener en cuenta que el dado de cimentación y la zapata que se revisaron son los que reciben las cargas más desfavorables, por lo tanto, el resto de los dados de cimentación y zapatas tendrán el mismo armado a los casos revisados, en las Figuras DE-1.2.2(a-e) se hace un resumen el detallado de las dimensiones y armado de las zapatas y el dado de cimentación.

Tabla DE-1.2.2(b) RESUMEN DE ARMADO EN EL DADO DE CIMENTACIÓN

Armado	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal	
		En las Intersecciones	En el resto de la longitud
# Varilla	4	2.5	2.5
S (cm)	-	7.00	-
#V (pzas)	4.00	12.00	-
L _d (cm)	20.00	8.00	
Θ (°)	90.00	90° y 135°	
r _{interior} (cm)	7.00	4.00	



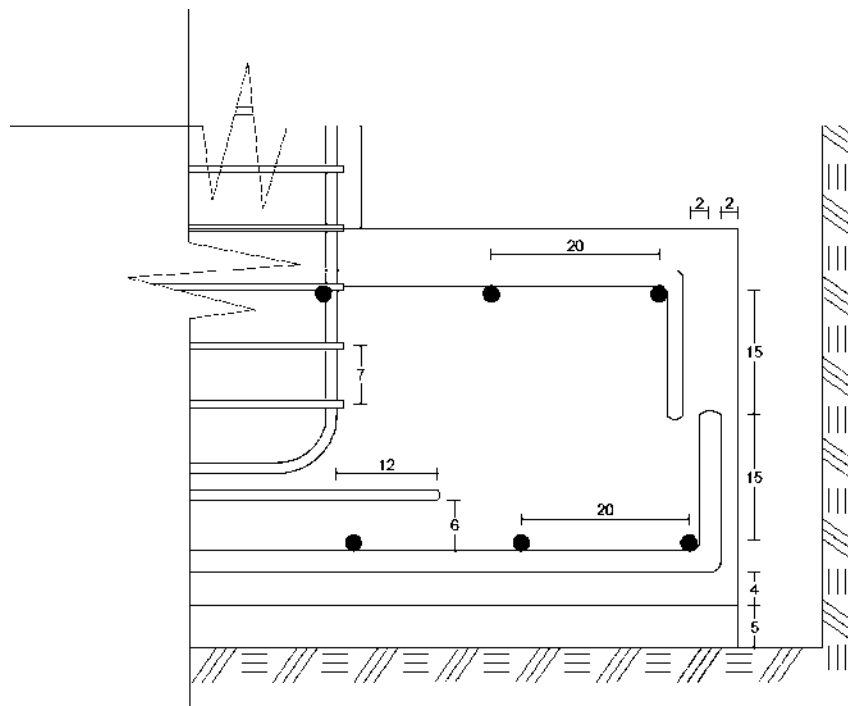


Figura DE-1.2.2(c) Detallado de la zapata en dirección longitudinal de la estructura, (cm)

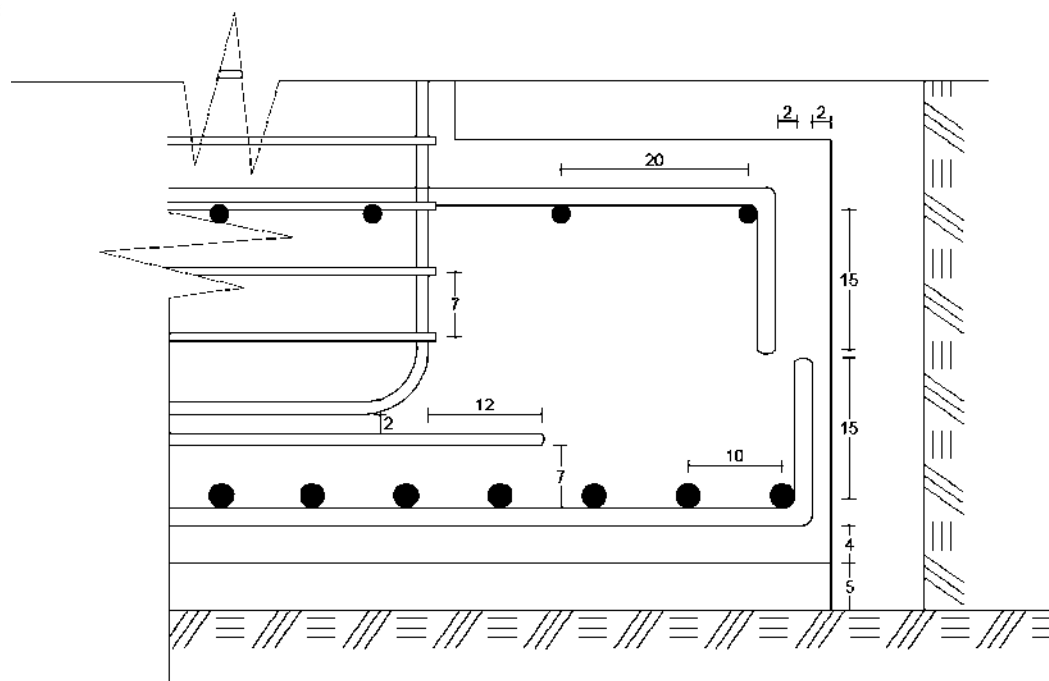


Figura DE-1.2.2(d) Detallado de la zapata en dirección transversal de la estructura, (cm)

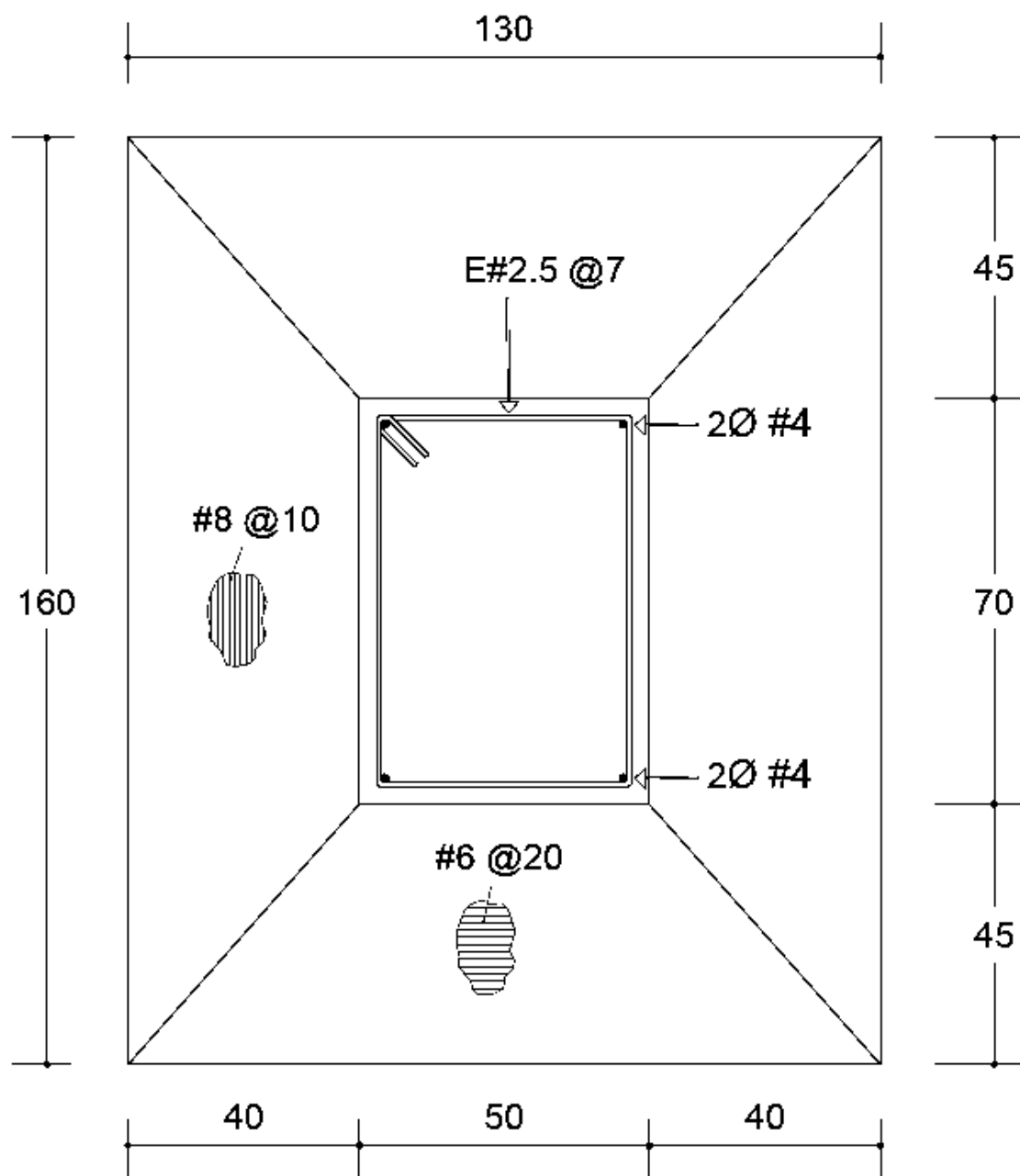


Figura DE-1.2.2(e) Vista en planta de la zapata, (cm)

NOTA: Los estribos se rematan en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de 8cm de longitud.

DE-1.2.3 DISEÑO DE TRABE DE LIGA

Debido a que nuestra estructura se encuentra ubicada en zona de riesgo sísmico se deben unir las zapatas por medio de trabes de liga, logrando de esta manera que la estructura trabaje en conjunto en caso de presentarse desplazamientos horizontales.

DE-1.2.3.1 SENTIDO LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA

La longitud de la trabe de acuerdo a lo estipulado en las (NTC, 2017), se puede tomar a partir del paño de la columna, o del dado de cimentación en este caso, tal y como se muestra en la Figura DE-1.2.3.1(a).

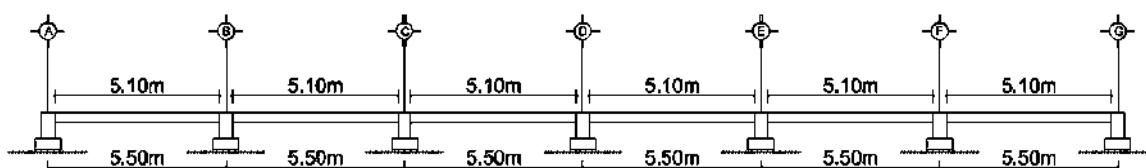


Figura DE-1.2.3.1(a) Vista en alzado de la cimentación, eje longitudinal

La función de las trabes de liga no es absorber momentos flexionantes considerables, por tal motivo se idealiza como una viga continua simplemente apoyada, como se muestra en la Figura DE-1.2.3.1(b).

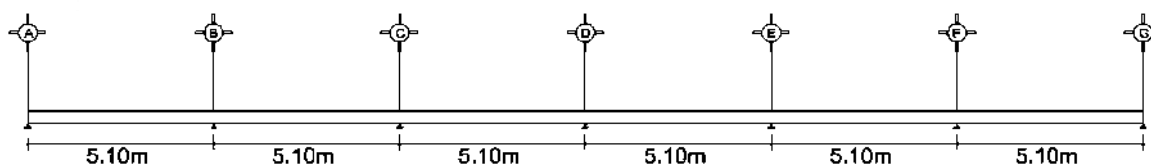


Figura DE-1.2.3.1(b) Sistema de trabes de liga en eje longitudinal

Para condiciones prácticas, como primer tanteo se permite proponer las dimensiones de la trabe de la manera siguiente.

$$H = \frac{L}{10} \text{ a } \frac{L}{12}$$

$$b = \frac{H}{2} \text{ a } \frac{H}{4}$$

donde:

L= Longitud de trabe 4.8m

H= Peralte total de la viga

b= Ancho de la sección transversal

$$H = \frac{510}{10} = 51cm \approx 50cm$$

$$b = \frac{50}{3} = 16.67cm \approx 25cm$$

En primera instancia se hizo un análisis estructural con las dimensiones anteriores utilizando la herramienta SAP2000, y se obtuvo que las dimensiones están sobradas, por lo tanto, para economizar se reduce la sección a un peralte H=35cm y ancho b=20cm.

Cargas actuantes en las trabes.

La carga última actuante en las trabes será la reacción que ejerza el suelo sobre ellas, esta reacción será igual a las cargas factorizadas, producidas por el peso propio de las trabes más la carga accidental debido al uso de la estructura, de acuerdo a las definiciones que se presentan en la normativa vigente (NTC, 2017).

$$W_u = F_c(PP + W_a) \quad \text{(Ec. DE-1.2.3.1(a))}$$

donde:

W_u : Carga última actuante en las trabes en (ton/m)

F_c : Factor de amplificación de cargas

PP : Peso propio de la trabe en (ton/m)

W_a : Carga viva unitaria, (kg/m²)

La carga última actuante en las trabes, deberá ser menor o igual al esfuerzo permisible del suelo " $q_u=3$ en Kg/cm²", obtenido de la Tabla DE-1.2(a) en la sección DE-1.2.

$$q_u = 3kg/cm^2 = 30ton/m^2$$

$$q_u = 30b = 30\text{ton}/\text{m}^2 \times 0.20\text{m} = 6\text{ton}/\text{m}$$

$W_a = 350 \text{ kg}/\text{m}^2$ Para lugares de reunión (NTC, 2017, pág. 696)

$$W_a \times b = 350 \times 0.2 = 70\text{kg}/\text{m} = 0.07\text{ton}/\text{m}$$

$$PP = b \times H \times W_{\text{concreto}} = 0.20\text{m} \times 0.35\text{m} \times 2.4\text{ton}/\text{m}^3 = 0.17\text{ton}/\text{m}$$

$$W_u = 1.4(0.17 + 0.07) = 0.33\text{ton}/\text{m}$$

$W_u = 0.33\text{ton}/\text{m} < q_u = 6\text{ton}/\text{m}$ ∴ El suelo podrá resistir las cargas

El análisis estructural se realizó en el programa SAP2000. Como se muestra en la Figura DE-1.2.2.1(c), las cargas que se asignaron en el modelo fueron únicamente las cargas accidentales, ya que el peso propio lo considera en automático el programa.

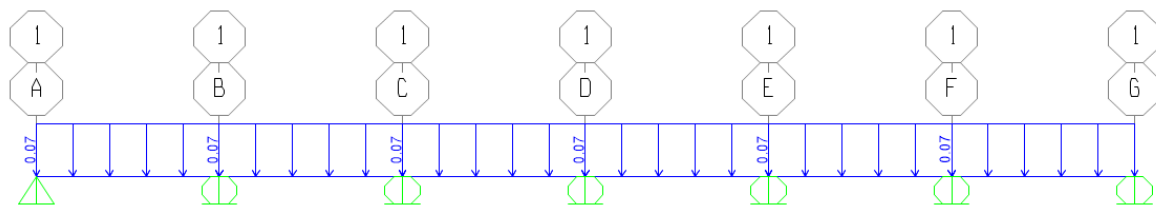


Figura DE-1.2.3.1(c) Carga última actuante en las trabes sin considerar el peso propio, (ton)

Las trabes de liga se encuentran apoyadas en el suelo y no únicamente en las zapatas, por lo tanto, el suelo aporta rigidez a la viga, para analizar este fenómeno en el programa SAP2000, se emplearon resortes a cada 50cm tal y como se muestra en la Figura DE-1.2.2.1(d).

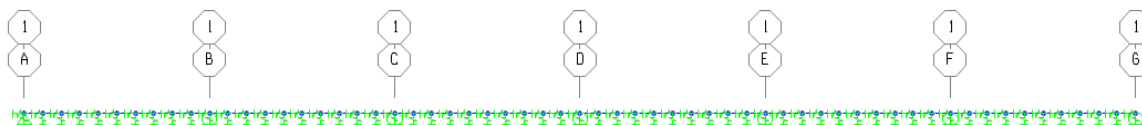


Figura DE-1.2.3.1(d) Rigidez aplicada en las trabes a cada 50cm

La rigidez que presenta el suelo $K_{s1} = 6\text{Kg}/\text{cm}^3$ se obtiene de la Tabla DE-1.2(a), sección DE-1.2. Para conocer la rigidez que aporta el suelo a las trabes, se requiere conocer el área de contacto que se presenta entre resortes.

Área de contacto= Ancho de la trabe x Separación entre resortes

$$A = 20 \times 50 = 1,000 \text{ cm}^2$$

$$K_{s1} \times A = 6 \times 1000 = 6,000 \text{ kg/cm}$$

Esta rigidez se presenta en las tres direcciones y se debe aplicar al programa SAP2000, tal y como se muestra en la Figura DE-1.2.3.1(e).

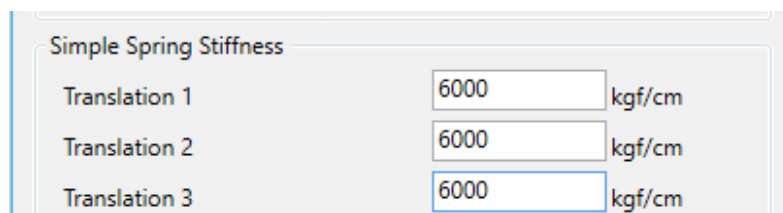


Figura DE-1.2.3.1(e) Rigidez asignada a los resortes en el programa SAP2000

DE-1.2.3.1(a) FLEXIÓN

Los elementos mecánicos para diseño por flexión obtenidos en el análisis estructural se presentan en la Figura DE-1.2.3.1(f). Se observa que el momento máximo positivo es $M_u = 0.07 \text{ ton-m}$, y el momento máximo negativo es igual a $M_u = -0.15 \text{ ton-m}$.

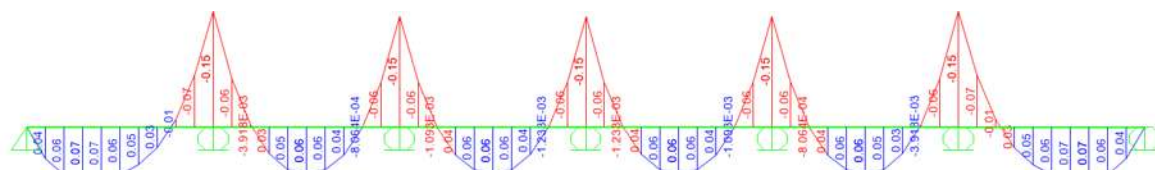


Figura DE-1.2.3.1(f). Momento flexionante último " M_u " ejercido en las trabes, (ton-m)

El área de acero balanceada en secciones rectangulares sin acero de compresión se puede obtener con la Ecuación DE-1.2.3.1(b).

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(b)})$$

donde:

d peralte efectivo; $d = H - e$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f'_c \text{ (NTC, 2017, pág. 404)}$$

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \beta_1 = 0.85$$

$$e = 5 \text{ cm} \quad \therefore d = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$f''_c = 0.85 \times 250 = 212.50 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando la ecuación DE-1.2.3.1(b) se tiene que:

$$A_s = \frac{212.5}{4200} \frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000} 20 \times 30 = 15.18 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a flexión

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} 20 \times 30 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo

“El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada” (NTC, 2017, pág. 414).

$$A_{s,max} = 0.9 A_{bal} = 0.9 \times 15.18 = 13.66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión

La resistencia en flexión en secciones rectangulares sin acero de compresión se calculará utilizando la Ecuación DE-1.2.3.1(c).

$$M_R = F_R b d^2 \epsilon_c'' q (1 - 0.5q) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(c)})$$

Longitud de desarrollo, anclaje y requisitos complementarios.

La longitud de desarrollo de barras rectas en tensión “ L_d ” se calculará con la Ecuación DE-1.2.3.1(d), multiplicado por el o los factores correspondientes de la Tabla. DE-1.2.3.1(a).

$$\left(L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(d)})$$

donde

K_{tr} Índice de refuerzo transversal igual a cero por cuestiones prácticas (NTC, 2017, pág. 437)

c Separación o recubrimiento, úsese el menor de los valores siguientes:

- 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
- 2) la mitad de la separación entre centros de barras.

La longitud de desarrollo “ L_d ” de barras en tensión que terminan con dobles de 90° seguidos de tramos rectos de longitud mayor o igual a $12d_b$, o barras en tensión que terminan en dobleces de 180° seguidos de tramos rectos de longitud mayor o igual a $4d_b$, se calculará con la Ecuación DE-1.2.3.1(e), multiplicado por el o los factores correspondientes de la Tabla DE-1.2.3.1(b).

$$\left(0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(e)})$$

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200mm.

Tabla DE-1.2.3.1(a) FACTORES QUE MODIFICAN LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO, (NTC, 2017, pág. 437)

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con f_y mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm ²).	$2 - \frac{420}{f_y} : \left(2 - \frac{4200}{f_y} \right)$
Acero de flexión en exceso ²	$\frac{A_{s, requerida}}{A_{s, proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	
– Recubrimiento libre de concreto menor que $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$	1.5
– Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

Tabla DE-1.2.3.1(b) FACTORES QUE MODIFICAN LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO DE BARRAS CON DOBLECES, (NTC, 2017, pág. 438)

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblez) no menor que 60 mm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$ ²	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

a) Diseñando para momento máximo positivo.

$$M_u = 0.07 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_u}{bd} = \frac{0.07 \times 10^5}{20 \times 30} = 0.39 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero “ ρ ” se obtiene con la relación “ M_u/bd ” utilizando las ayudas de diseño de la Tabla DE-1.2.1(d), sección DE-1.2.1(b). Debido a que se tiene una relación “ M_u/bd ” muy pequeña, el porcentaje de acero debería ser muy pequeño y no se toma en cuenta en las tablas de ayuda de diseño, por lo tanto, se diseña para un área de acero mínima.

$$A_{s,min} = 1.58cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{s,min}}{bd} = \frac{1.58}{20 \times 30} = 0.0026$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''_c} = \frac{0.0026 \times 4200}{212.50} = 0.05$$

$$F_R = 0.9 \text{ (NTC, 2017, pág. 411)}$$

$$M_R = 0.9 \times 20 \times 30^2 \times 212.50 \times 0.05 (1 - 0.5(0.05)) = 174,631.73kg - cm = 1.75ton - m$$

$$M_R = 1.75ton - m > M_u = 0.07 \quad \therefore \text{No habrá problemas por flexión.}$$

Proponiendo el área de acero obligatoria igual a 1Φ del #4 en cada esquina, de acuerdo con el reglamento (NTC, 2017).

$$a_o = 1.27cm^2$$

$$d_b = 1.27cm$$

$$A_s = 2\Phi = 2(1.27) = 2.54cm^2 > A_{s,min} = 1.58cm^2 \quad \therefore \text{Se acepta el armado propuesto.}$$

La Figura DE-1.2.3.1(g) representa el armado y detallado necesario para resistir el Momento máximo positivo.

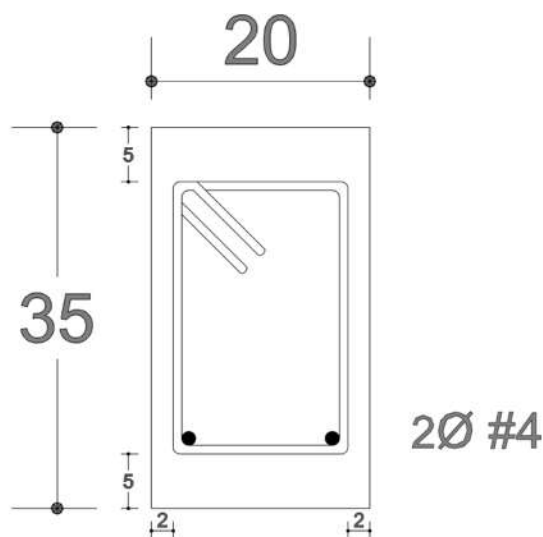


Figura DE-1.2.3.1(g) Armado necesario para resistir el Momento positivo máximo

Longitud de desarrollo.

El acero de refuerzo para el momento máximo positivo, está formado por el acero mínimo en toda la longitud de las trabes, por lo tanto, no se requiere calcular la longitud de desarrollo para las varillas de la parte inferior de la trabe debido a que no habrá cortes de barra ni cambios de diámetro en todo el largo de la sección.

Doblecés del refuerzo

El radio interior no será menor que:

Para varilla del #4

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{250}} 1.27 = 5.62\text{cm} \approx 6\text{cm}$$

Longitud del tramo recto después del doblez:

$$12d_b = 12 \times 1.27 = 15.24\text{cm} \approx 15\text{cm}$$

b) Diseñando para momento negativo.

$$M_u = -0.15\text{ton-m}$$

$\frac{M_u}{bd} = \frac{0.15 \times 10^5}{20 \times 30} = 0.83 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Es muy pequeño, por lo tanto, se diseña con el acero mínimo.

$$A_{s,min} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Las propiedades de la sección son las mismas, por lo tanto, se conoce el momento resistente.

$$M_R = 1.75 \text{ ton} - m > M_u = 0.15 \therefore \text{No habrá problemas por flexión.}$$

Proponiendo el área de acero obligatoria igual a 1Φ del #4 en cada esquina.

$$A_s = 2\Phi = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1.58 \text{ cm}^2 \therefore \text{Se acepta el armado propuesto.}$$

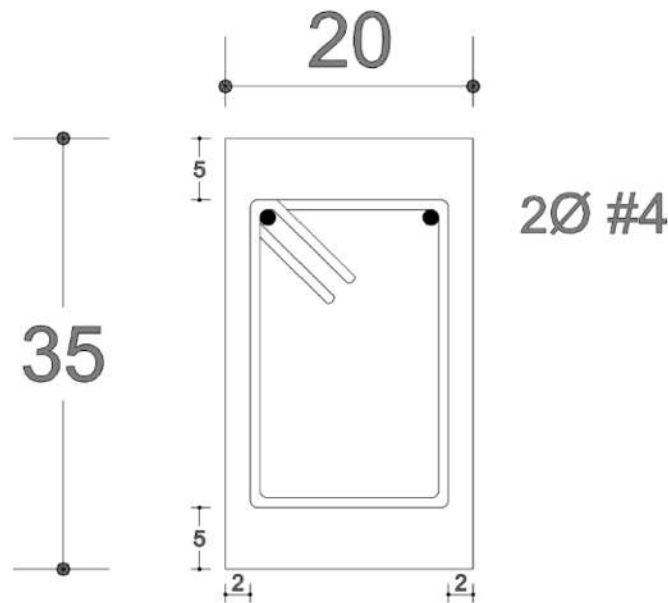


Figura DE-1.2.3.1(h) Armado necesario para resistir el Momento negativo máximo

Longitud de desarrollo.

El acero de refuerzo en el lecho superior está formado 2 varillas del #4 corridas en toda la longitud de la trabe, por lo tanto, no es necesario calcular la longitud de desarrollo debido a que no habrá cortes de barra ni cambios de diámetro en toda la longitud de la sección.

Radio interior del doblez:

$$\left(\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} \right) d_b = \frac{4200}{60\sqrt{250}} 1.27 = 5.62\text{cm} \approx 6\text{cm}$$

Longitud del tramo recto después del doblez:

$$12d_b = 12 \times 1.27 = 15.24\text{cm} \approx 15\text{cm}$$

La Figura DE-1.2.3.1(i) presenta el armado necesario para resistir la flexión en las trabes de liga del sentido longitudinal de la estructura, así como también reporta donde se encuentran ubicados de los puntos de inflexión, mientras que en la Figura DE-1.2.3.1(j) se representan los detalles de los ganchos en los extremos de la trabe.

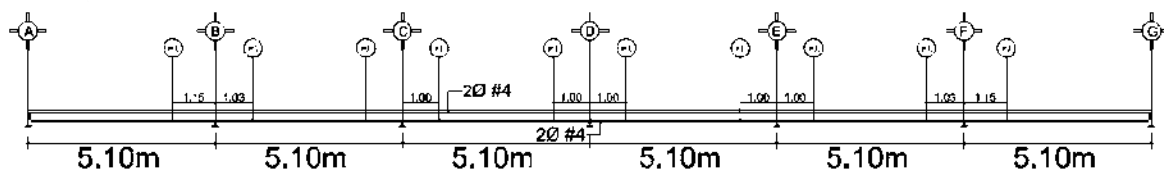


Figura DE-1.2.3.1(i) Armado en flexión

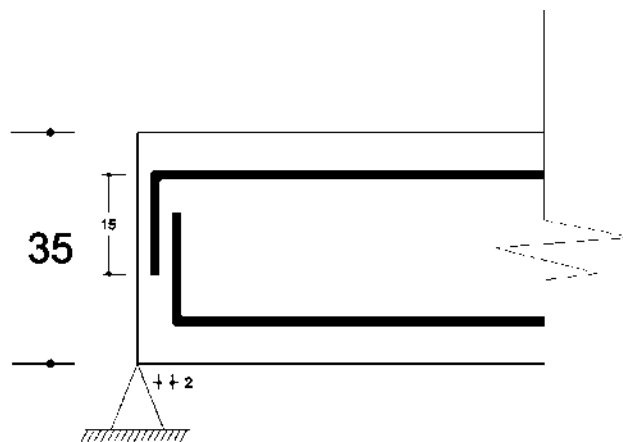


Figura DE-1.2.3.1(j) Detalle de los ganchos

DE-1.2.3.1(b) FUERZA CORTANTE

La Figura DE-1.2.3.1(k) resume los elementos mecánicos para diseño por cortante obtenidos del análisis estructural realizado por medio del programa SAP2000, y se observa que la fuerza cortante máxima es igual a $V_u = 0.21 \text{ ton}$.

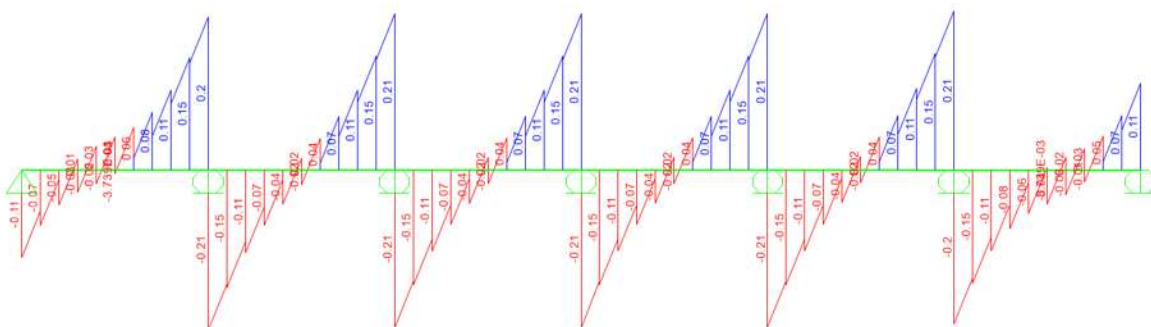


Figura DE-1.2.3.1(k) Fuerza cortante última “ V_u ” ejercida en las trabes, (ton)

“Cuando una reacción comprima directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d ” (NTC, 2017, pág. 415).

RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

Las vigas que se tienen son sin presfuerzo, por lo tanto, deberá cumplirse con los requisitos establecidos en las (NTC, 2017, pág. 416), los cuales dependen de la relación L/h.

$$\frac{L}{b} = \frac{5.1}{0.35} = 14.57 > 5 \quad \therefore \text{Aplican las Ecuaciones DE-1.2.3.1(f-g)}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad \left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c}bd \right) \quad \text{(Ec. DE-1.2.3.1(f))}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad \left(V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad \text{(Ec. DE-1.2.3.1(g))}$$

donde:

$F_R = 0.75$ Cortante y torsión (NTC, 2017, pág. 406)

Además, en todos los casos debe cumplirse la condición de la Ecuación DE-1.2.3.1(h).

$$\left(V_{cR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(h)})$$

LIMITACIÓN PARA LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

En ningún caso se permitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u sea superior al valor obtenido con la Ecuación DE-1.2.3.1(i).

$$\left(V_u < F_R 2.5 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(i)})$$

$$F_R 2.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.75 \times 2.5 \sqrt{250} \times 20 \times 30 = 17,787.81 \text{ kg} = 17.79 \text{ ton}$$

De acuerdo a los diagramas de cortante que se muestran en la Figura. DE-1.2.3.1(k), el valor del cortante último máximo es igual a 0.21ton. Por lo tanto;

0.21ton < 17.79ton $\therefore$ Cumple la condición en todos los casos.

REFUERZO PARA FUERZA CORTANTE

La separación del refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{cR} como sigue:

a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(j)})$$

donde:

A_v área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia s

V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal calculada con la Ecuación DE-1.2.3.1(k)

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(k)})$$

El refuerzo para fuerza cortante nunca será menor que el área de refuerzo mínimo para vigas calculado con la Ecuación DE-1.2.3.1(l).

a) La separación, s , no debe ser menor de 6 cm.

b) Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que $F_R 1.5 \sqrt{f'_c} bd$, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

c) Si V_u es mayor que $F_R 1.5 \sqrt{f'_c} bd$, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo

“En vigas sin presfuerzo debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la ecuación DE-1.2.3.1(l)” (NTC, 2017, pág. 423).

$$\left(A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} \right) \quad (\text{Ec. DE-1.2.3.1(l)})$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

Diseñando a un peralte efectivo “d”, del apoyo “A”.

$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$ Área de acero longitudinal

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.08}{20 \times 30} = 0.0085$$

$\rho = 0.0085 < 0.015 \therefore$ Aplica la Ecuación DE-1.2.3.1(f)

$$V_{CR} = 0.75(0.2 + 20(0.0085))\sqrt{250} \times 20 \times 30 = 2,627.85 \text{ kg} = 2.63 \text{ ton}$$

$$F_R 1.5 \sqrt{f'_c} bd = 0.75 \times 1.5 \sqrt{250} \times 20 \times 30 = 10,672.69 \text{ kg} = 10.67 \text{ ton}$$

$V_{CR} = 2.63 \text{ ton} < F_R 1.5 \sqrt{f'_c} bd = 10.67 \text{ ton} \therefore$ Cumple condición de la Ec. DE-1.2.3(h).

El área de acero longitudinal y la sección transversal de la trabe es igual en toda su longitud, por lo tanto, la resistencia a fuerza cortante del concreto V_{CR} será igual en todos los casos.

$V_u = 0.08\text{ton}$ “Obtenido del análisis estructural realizado en el SAP2000 a un peralte efectivo del apoyo A”.

$V_u = 0.08\text{ton} < V_{CR} = 2.63\text{ton} \therefore$ Se diseñará empleando el refuerzo mínimo.

Como se muestra en los diagramas de cortante de la Figura DE-1.2.3.1(k), el esfuerzo cortante máximo es $V_{u, \max} = 0.21\text{ton}$.

$V_{u, \max} = 0.21\text{ton} < V_{CR} = 2.63\text{ton} \therefore$ Se diseñará con el refuerzo mínimo en toda la trabe.

Diseñando con el refuerzo mínimo en toda la trabe.

Proponiendo estribos del #2.5

$$A_v = 0.49\text{cm}^2$$

$$\frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

$$A_{v, \min} = 0.30\sqrt{250} \frac{20 \times 15}{4200} = 0.34\text{cm}^2$$

$A_{v, \min} = 0.34\text{cm}^2 < A_v = 0.49\text{cm}^2 \therefore$ Se aceptan el armado con estribos del #2.5 @15cm.

En la Figura DE-1.2.3.1(l) se representa la separación a que se debe colocar el refuerzo por cortante en las trabes del sentido longitudinal de la estructura. En referencia a los estribos se establece en la norma (NTC, 2017) que estos deberán rematarse en una esquina con dobleces a 135° , seguidos de tramos rectos con dimensión mayor o igual de 8cm o $6d_b$. Que en el caso de estribos del #2.5, rige la longitud de 8cm, por lo tanto, todos los estribos empleados en las trabes serán rematados en una esquina seguidos de tramos rectos de 8cm.

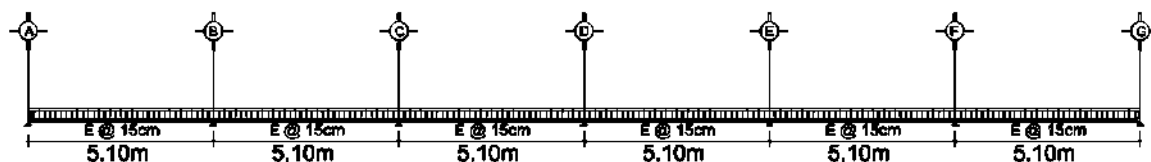


Figura DE-1.2.3.1(I) Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

DE-1.2.3.2 SENTIDO TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA

Debido a que se tienen las mismas cargas que en las trabes de liga del sentido longitudinal de la estructura, se propone la sección transversal igual en ambas direcciones. Las dimensiones en alzado de este sistema de trabes se representan en las Figuras DE-1.2.3.2(a-b).

Dimensiones de la sección transversal:

H=35cm

b=20cm.

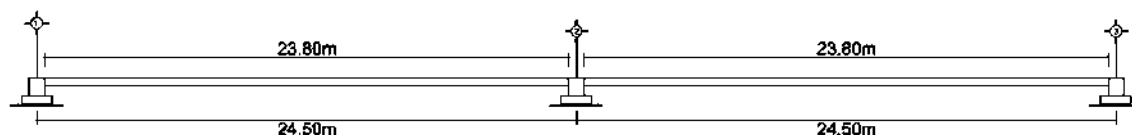


Figura DE-1.2.3.2(a) Vista en alzado de la cimentación, eje transversal

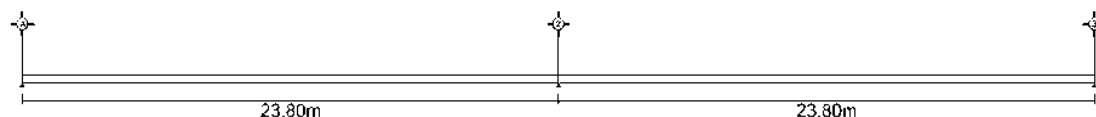


Figura DE-1.2.2.2(b) Sistema de trabes de liga, eje transversal

Cargas actuantes en las trabes.

Las cargas y el tipo de suelo es el mismo que en el sentido longitudinal de la estructura, por lo tanto:

$W_u = 0.33 \text{ ton/m} < q_u = 6 \text{ ton/m}$. El suelo podrá resistir las cargas

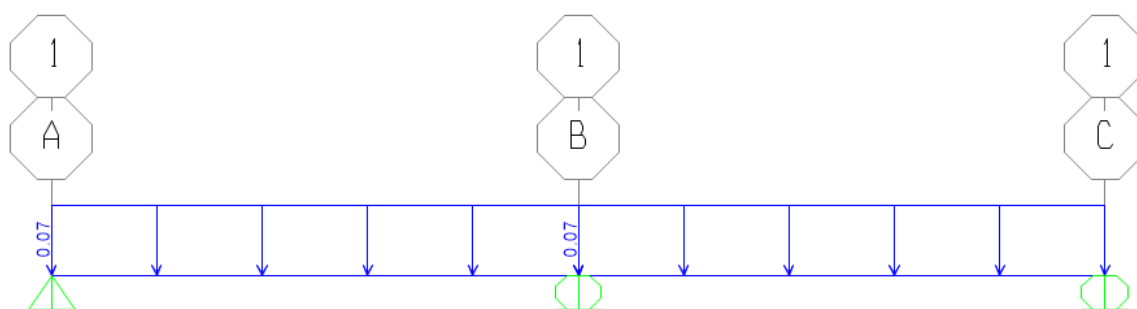


Figura DE-1.2.3.2(c) Carga última actuante en las trabes sin considerar el peso propio, (ton)

El suelo aporta rigidez a la viga, para analizar este fenómeno en el programa SAP2000, se emplearon resortes a cada 50cm tal y como se muestra en la Figura DE-1.2.3.2(d).

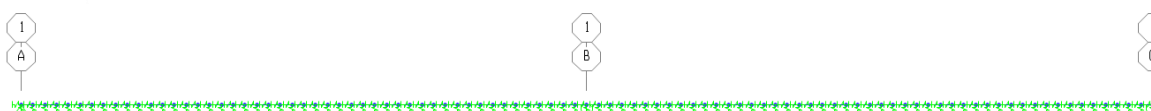


Figura DE-1.2.3.2(d) Rigidez aplicada en las trabes a cada 50cm

Simple Spring Stiffness		
Translation 1	6000	kgf/cm
Translation 2	6000	kgf/cm
Translation 3	6000	kgf/cm

Figura DE-1.2.3.2(e) Rigidez asignada a los resortes en el programa SAP2000

Para observar la teoría y el origen de los datos aplicados en las Figuras DE-1.2.3.2(c-e), revisar el diseño de las trabes en sentido longitudinal sección DE-1.2.3.1.

DE-1.2.3.2(a) FLEXIÓN

Los elementos mecánicos para diseño por flexión obtenidos en el análisis estructural se presentan en la Figura DE-1.2.3.2(f), donde se observa que el momento máximo

positivo es $M_u = 0.05 \text{ ton-m}$, y el momento máximo negativo es igual a $M_u = -0.15 \text{ ton-m}$.

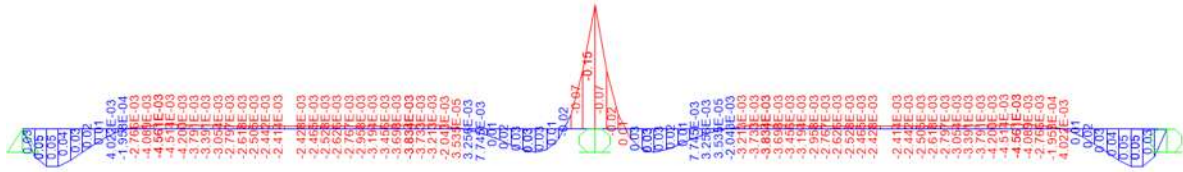


Figura DE-1.2.3.2(f) Momento flexionante último “ M_u ” ejercido en las trabes, (ton-m)

Área de acero balanceada

$$A_s = \frac{212.5}{4200} \frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000} 20 \times 30 = 15.18 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a flexión

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} 20 \times 30 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo

$$A_{s,max} = 0.9 A_{bal} = 0.9 \times 15.18 = 13.66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión

a) Diseñando para momento máximo positivo

$M_u = 0.05 \text{ ton-m}$

$$\frac{M_u}{b d} = \frac{0.05 \times 10^5}{20 \times 30} = 0.28 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero “ ρ ” se obtiene con la relación “ M_u/bd^2 ” utilizando las ayudas de diseño de la Tabla DE-1.2.1(d), sección DE-1.2.1(b). El acero correspondiente a la relación “ M_u/bd^2 ” no se muestra en las ayudas de diseño debido a que se tiene un valor de la relación muy pequeño, el área de acero necesaria es menor al área de acero mínimo, por lo tanto, se diseña con el refuerzo mínimo.

Las propiedades de la sección y el área de acero empleada en las trabes transversales son iguales que las trabes longitudinales, por lo tanto, se conoce la resistencia a flexión del elemento:

$$M_R = 1.75 \text{ ton} - m > M_u = 0.05 \therefore \text{No habrá problemas por flexión.}$$

El armado y detalles de las trabes para el refuerzo mínimo se revisó en el sentido longitudinal de la estructura, obteniéndose, por lo tanto:

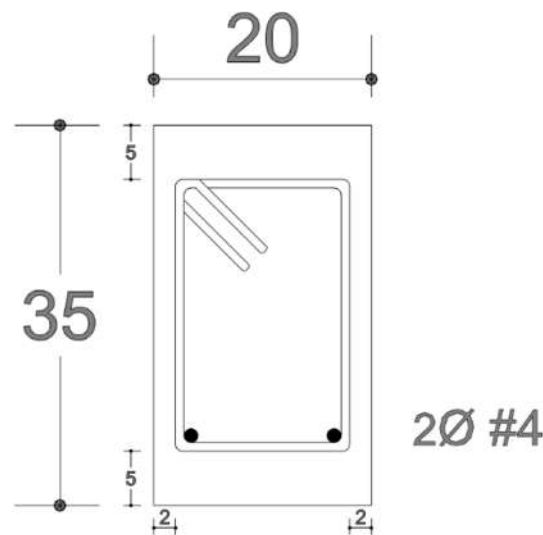


Figura DE-1.2.3.2(g) Armado necesario para resistir el Momento positivo máximo

b) Diseñando para momento negativo.

$$M_u = -0.15 \text{ ton} - m$$

El momento último negativo actuante en las vigas transversales es el mismo que el actuante en las vigas longitudinales, por lo tanto, el armado para momento negativo en vigas con dirección transversal ya se tiene y se representa en la Figura DE-1.2.3.2(h).

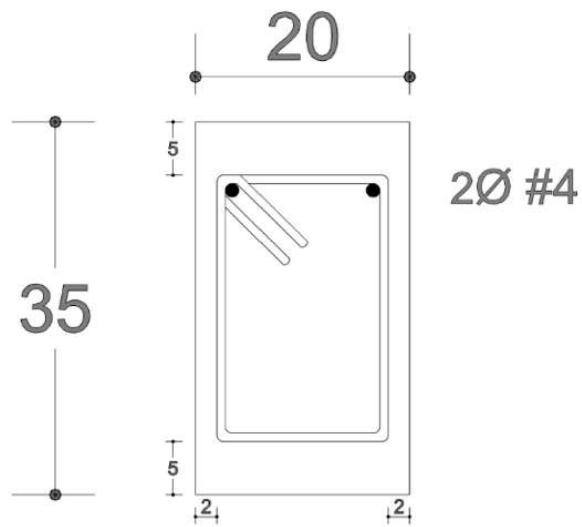


Figura DE-1.2.3.2(h) Armado necesario para resistir el Momento negativo máximo

En la Figura DE-1.2.3.2(i) se muestra el armado necesario para resistir la flexión en las trabes de liga en sentido transversal de la estructura, como también se representa la ubicación de los puntos de inflexión.

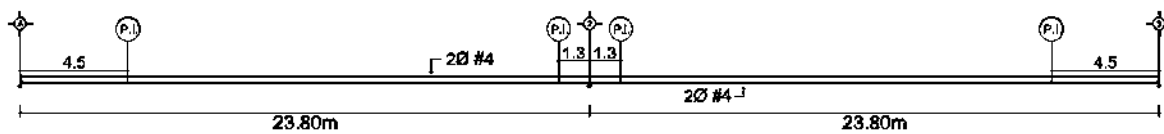


Figura DE-1.2.3.2(i) Armado en flexión

En la Figura DE-1.2.3.2(j) se representan los detalles de los ganchos en los extremos de la trabe.

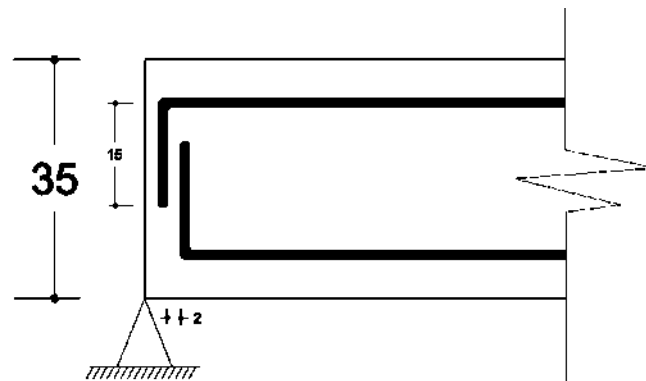


Figura DE-1.2.3.2(j) Detalle de los ganchos

DE-1.2.3.2(b) FUERZA CORTANTE

La Figura DE-1.2.3.2(k), representa los elementos mecánicos para diseño por cortante obtenidos del análisis estructural realizado por medio del programa SAP2000, donde se observa que la fuerza máxima a cortante es igual a $V_u = 0.19$ ton.

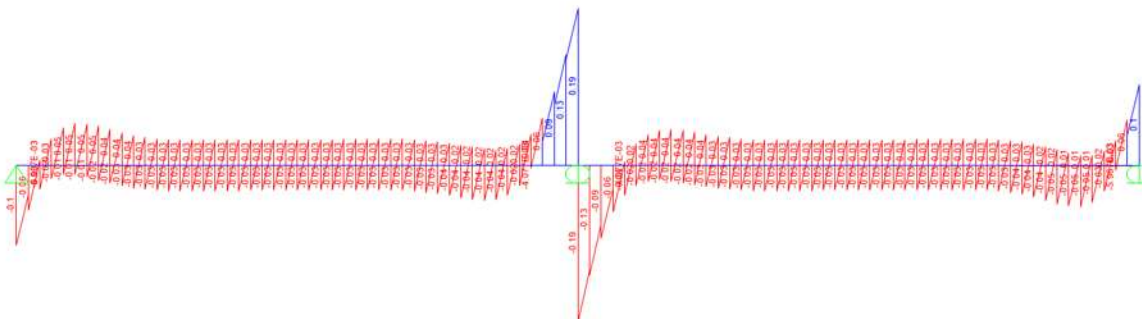


Figura DE-1.2.3.2(k) Fuerza cortante última “ V_u ” ejercida en las trabes, (ton)

RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

Las vigas que se tienen son sin presfuerzo, por lo tanto, deberá cumplirse con los requisitos establecidos en las (NTC, 2017, pág. 416), los cuales dependen de la relación L/h .

$$\frac{L}{h} = \frac{23.8}{0.35} = 68 > 5 \quad \therefore \text{Aplican las Ecuaciones 5.3.1 y 5.3.2.}$$

LIMITACIÓN PARA LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

$$F_R 2.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.75 \times 2.5 \sqrt{250} \times 20 \times 30 = 17,787.81 \text{ kg} = 17.79 \text{ ton}$$

De acuerdo al diagrama de cortante que se muestra en la Figura DE-1.2.3.2(k), el valor del cortante último máximo es igual a 0.19 ton. Por lo tanto;

$0.19 \text{ ton} < 17.79 \text{ ton} \quad \therefore$ Cumple la condición de la Ecuación DE-1.2.3.1(i) en todos los casos.

REFUERZO PARA FUERZA CORTANTE

Diseñando a un peralte efectivo “d” del apoyo “A”.

$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$ Área de acero longitudinal

Las propiedades de la sección transversal y el área de acero en flexión es la misma tanto para las vigas transversales y como longitudinales, por lo tanto, ya se conoce la resistencia del concreto a cortante.

$$V_{cR} = 2.63 \text{ ton}$$

$V_{cR} = 2.63 \text{ ton} < F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d = 10.67 \text{ ton} \therefore$ Cumple con condición de la Ecuación DE-1.2.3.1(h).

El área de acero longitudinal y la sección transversal de la trabe es igual en toda su longitud, por lo tanto, la resistencia a fuerza cortante del concreto V_{cR} será igual en todos los casos.

$V_u = 0.19 \text{ ton}$ “Obtenido del análisis estructural realizado en el SAP2000 a un peralte efectivo del apoyo A”

$V_u = 0.19 \text{ ton} < V_{cR} = 2.63 \text{ ton} \therefore$ Se diseñará empleando el refuerzo mínimo.

Como se muestra en los diagramas de cortante representados en la Figura DE-1.2.3.2(k), la fuerza cortante máxima es $V_{u, \max} = 0.19 \text{ ton}$.

$V_{u, \max} = 0.19 \text{ ton} < V_{cR} = 2.63 \text{ ton} \therefore$ Se diseñará con el refuerzo mínimo en toda la trabe.

Diseñando con el refuerzo mínimo en toda la trabe.

Proponiendo estribos del #2.5

$$A_v = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$A_{v, \min} = 0.30 \sqrt{250} \frac{20 \times 15}{4200} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$A_{v,min} = 0.34cm^2 < A_v = 0.49cm^2 \therefore$ Se aceptan el armado con estribos del #2.5 @15cm.

La Figura DE-1.2.3.2(I), representa la separación correspondiente del refuerzo para cortante en las trabes del sentido longitudinal de la estructura.

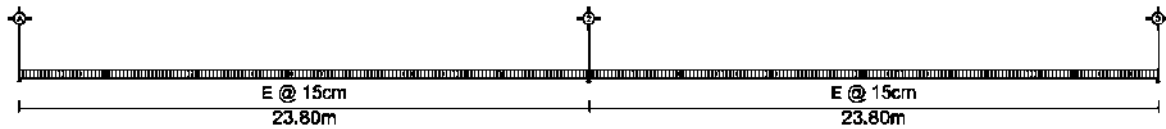


Figura DE-1.2.3.2(I) Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

Nota: Todos los estribos empleados en las trabes serán rematados en una esquina seguidos de tramos rectos de 8cm.

DE-2 NAVE INDUSTRIAL CON CUBIERTA EN ARCO CIRCULAR

DE-2.1 SUPERESTRUCTURA

DE-2.1.1 CUBIERTA

La cubierta que se tiene para esta nave industrial, es auto soportante, por tal motivo solo se revisa que el esfuerzo al que se encuentra sometida sea menor al esfuerzo resistente que especifica el fabricante, dicha verificación se realizó en la sección de análisis estructural Sección AE-2.1.1.

DE-2.1.2 TRABES DE CERRAMIENTO

Nota: De acuerdo con iteraciones realizadas se obtuvo como resultado que el diseño óptimo para las trabes de cerramiento corresponde a perfiles de sección PTE Rectangular OR 178x76x3.2mm, dicho perfil se encuentra trabajando al 85%. Sin embargo, el ancho correspondiente a dicha sección no es adecuado para sostener sobre ella el canalón de acero.

Por lo tanto, se proponen perfiles PTE Rectangular de sección OR 254x203x4.8mm, las dimensiones y propiedades geométricas de esta sección se representan en las Tablas DE-2.1.2(a-b).

DE-2.1.2(a) FLEXIÓN

Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas.

“La resistencia nominal, M_n , de estos miembros es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo local del patín comprimido y pandeo local del alma en flexión pura” (NTC, 2017, pág. 169).

Tabla DE-2.1.2(a) DIMENSIONES DEL PERFIL PROPUESTO

d=	25.40	cm
t=	0.59	cm
A=	51.81	cm ²
b/t=	31.30	
h/t=	39.90	

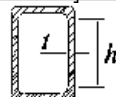
Tabla DE-2.1.2(b) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL PROPUESTO

I _x =	4,953.20	cm ⁴
Z _x =	460.50	cm ³
S _x =	390.00	cm ³
r _x =	9.78	cm
I _y =	3,525.50	cm ⁴
Z _y =	396.60	cm ³
S _y =	347.40	cm ³
r _y =	8.26	cm
J=	6,451.60	cm ⁴
C=	578.50	cm ³
L=	550.00	cm

Relación ancho/grueso para secciones rectangulares huecas

Para estar seguros de que la sección propuesta no presente problemas de inestabilidad local, se deberá clasificar la sección de acuerdo con su relación ancho/grueso para posteriormente hacer las revisiones correspondientes de acuerdo a lo establecido en las (NTC, 2017). Las condiciones para esta clasificación se presentan en la Tabla DE-2.1.2(c).

Tabla DE-2.1.2(c) VALORES MÁXIMOS DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO

Descripción del elemento	λ	λ_{p1} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	Ejemplos
Patines de secciones HSS y en cajón de paredes de grueso uniforme, ambas rectangulares	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones en cajón y HSS rectangulares	h / t		$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Clasificación

Patines:

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 31.80 > \frac{b}{t} \therefore \text{Sección tipo 1}$$

Alma:

$$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 68.72 > \frac{h}{t} \therefore \text{Sección tipo 1}$$

Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{Ec. DE-2.1.2(a)})$$

Donde:

Z; módulo de sección plástico alrededor del eje de flexión

$$M_{nx} = M_{px} = 2,530 \times 460.5 = 1,165,065 \text{ kg-cm} = 11.65 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 2,530 \times 396.6 = 1,003,398 \text{ kg-cm} = 10.03 \text{ ton-m}$$

Pandeo local del patín comprimido

Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

Pandeo local del alma

Para secciones con almas compactas (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

Nota:

Debido a que los estados límites de pandeo local de patín y pandeo local del alma no aplican por ser secciones tipo 1, la resistencia nominal será la analizada en el estado límite de fluencia.

$M_{ux} = 0.15 \text{ t-m} < M_{Rx} = 11.65 \text{ t-m} \therefore$ No habrá problemas por flexión alrededor del eje "X"

$M_{uy} = 0.02 \text{ t-m} < M_{Ry} = 10.03 \text{ t-m} \therefore$ No habrá problemas por flexión alrededor del eje "Y"

DE-2.1.2(b) FLEXIÓN BIAxIAL

En elementos sujetos a flexión biaxial deberá verificarse que no surjan problemas por el efecto de la combinación de los esfuerzos en las dos direcciones, para esto deberá cumplirse con la (Ec. 2.1.2(b)).

$$\frac{M_{max}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{max}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 2.1.2(b)})$$

$$\frac{0.15}{0.9 \cdot 11.65} + \frac{0.02}{0.9 \cdot 10.03} = 0.02 < 1 \therefore \text{No habrá problemas por flexión biaxial.}$$

DE-2.1.2(c) CORTANTE

Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas.

La resistencia nominal en cortante, V_n , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_g C_v \quad (\text{Ec. 2.1.2(c)})$$

- 1) Cuando $\frac{h}{t_a} < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$
- 2) Cuando $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$
- 3) Cuando $\frac{h}{t_a} \geq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_a)^2 F_y}$

donde

$A_a = h t_a$; área del alma

t_a ; grueso del alma

h ; peralte del alma

$k_v = 5.0$, en almas sin atiesadores transversales y con relación $h / t_a < 260$

$$h = 25.4 - 3(0.59) = 23.63 \text{ cm}$$

$$t_a = t = 0.59 \text{ cm}$$

$$A_a = 2(23.63 \cdot 0.59) = 27.88 \text{ cm}^2$$

$$h/t_a = 23.63/0.59 = 40.05$$

$$\frac{h}{t_a} = 40.05 < 1.10 \sqrt{\frac{5 \cdot 2.04 \times 10^6}{2530}} = 69.84 \therefore C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 \cdot 2530 \cdot 27.88 \cdot 1 = 42,321.84 \text{ kg} = 42.32 \text{ ton}$$

$V_u = 0.31 \text{ ton} < V_n = 42.32 \text{ ton} \therefore$ Se acepta el diseño por cortante.

DE-2.1.2(d) FLEXIÓN Y CORTANTE COMBINADOS

En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición:

$$\frac{M_u}{M_R} + \left(\frac{V_u}{V_R} \right)^2 \leq 1.0 \quad (\text{Ec. DE-2.1.2(d)})$$

$$\frac{0.15}{11.65} + \left(\frac{0.31}{42.33} \right)^2 = 0.01 < 1 \therefore \text{No habrá problemas por la combinación de flexión y córtate.}$$

DE-2.1.3 COLUMNAS

Debido a que las columnas son miembros que trabajan bajo la acción de esfuerzos combinados (flexocompresión), es necesario analizar todos los elementos de la estructura utilizando la combinación de cargas críticas, esto con la finalidad de verificar que la sección propuesta sea capaz de resistir los esfuerzos en flexión, compresión axial y la combinación de los mismos.

Para realizar el análisis completo se requirió del uso de un programa de computo sofisticado para agilizar el cálculo. Utilizando el programa SAP2000 se hizo el modelo de la estructura, debido a que dicho programa no incluye en su código de diseño estructural en acero el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, se utilizó como referencia el código de Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcción de Acero (Alacero, 2016), ya que la metodología que utilizan ambos reglamentos es similar.

Por medio de la herramienta de análisis estructural del SAP2000, se obtuvo como resultado que la condición de cargas más desfavorable para las columnas trabajando a flexocompresión corresponde a la combinación de cargas accidentales caso 4 para del diseño de la estructura principal. El esfuerzo crítico se presenta en el elemento 16 (Tabla DE-2.1.3(a) y Figura DE-2.1.3(a)).

Tabla DE-2.1.3(a) ELEMENTOS MECÁNICOS CORRESPONDIENTES A LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO PARA LA REVISIÓN EN FLEXOCOMPRESIÓN

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
16		4 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.80	0.04	6.10
49		0 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.97	-0.04	5.61
14		4 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.39	0.05	5.52
48		0 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.56	-0.04	4.99
12		4 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-6.27	0.05	4.74
47		0 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-6.44	-0.04	4.27
10		4 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-4.76	0.04	3.92

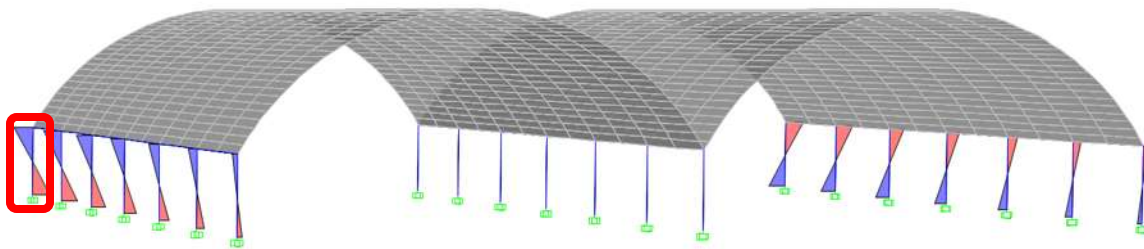


Figura DE-2.1.3(a) Diagramas de momento correspondientes a las columnas del entrepiso para la revisión en flexocompresión

Se observa que dicho elemento de acuerdo con la sección propuesta y en base al diseño estructural realizado manualmente utilizando como referencia las (NTC, 2004) se encuentra trabajando al 90%, por lo tanto, se acepta la sección IR 254x38.8mm ya que presenta un funcionamiento óptimo. El desarrollo del diseño estructural se presenta a continuación.

DE-2.1.3(a) COMPRESIÓN AXIAL

Nota: Para revisar las ecuaciones, variables y descripción de cada una de las secciones correspondientes al diseño en compresión y flexocompresión, referirse al apartado de diseño estructural para cubierta a dos aguas sección DE-1.1.4.1. Las Tablas DE-2.1.3(b-c) representan las propiedades geométricas y dimensiones del perfil propuesto "IR254x38.8".

Tabla DE-2.1.3(b) PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL PROPUESTO

$I_x =$	5,994.00	cm ⁴
$Z_x =$	513.00	cm ³
$S_x =$	458.00	cm ³
$r_x =$	11.00	cm
$I_y =$	587.00	cm ⁴
$Z_y =$	123.00	cm ³
$S_y =$	80.00	cm ³
$r_y =$	3.50	cm
$T =$	208.00	mm
$J =$	17.00	cm ⁴
$C_a =$	92,645.00	cm ⁶

Tabla DE-2.1.3(c) DIMENSIONES DEL PERFIL PROPUESTO

A=	49.10 cm ²
d=	262.00 mm
t _w =	6.70 mm
b _f =	147.00 mm
t _f =	11.20 mm
b _f /2t _f =	6.60
d/t _w =	34.00

Relaciones ancho/grueso y pandeo local

Clasificación de las secciones

Para revisar las condiciones correspondientes a la clasificación de secciones con referencia a su relación ancho/grueso referirse a la Tabla DE-1.1.4.1(h), sección DE-1.1.4.1.

$$\text{Patines: } 0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.58 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 16.47$$

$$\text{Alma: } 1.47 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.47 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 41.74$$

Proponiendo un perfil IR254x38.8mm

$$\text{Patines: } \frac{b}{2t_f} = 6.6 < 16.47 \therefore \text{Tipo 1}$$

$$\text{Alma: } \frac{h}{t_w} = 34.00 < 41.74 \therefore \text{Tipo 1}$$

Por lo tanto, n=1.4

Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200.

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{2.1 \times 400}{11} = 76.36 < 200 \therefore \text{ok}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.2 \times 400}{3.5} = 137.14 < 200 \therefore \text{ok}$$

$$\lambda_x = 76.36 \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}} = 0.86$$

$$\lambda_y = 137.14 \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}} = 1.54 \therefore \text{Rige}$$

$$R_{Cx} = \frac{2530 \times 49.1 \times 0.9}{(1 + 0.1 \times 1.54^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 39.25 \text{ ton}$$

$$F_y A_t F_R = 2530 \times 49.1 \times 0.9 = 111.80 \text{ ton}$$

39.25 ton < 111.80 ton $\therefore$ Rige el estado límite por pandeo lateral

La resistencia a compresión axial del elemento es de 39.25 ton, por lo tanto, se acepta la sección propuesta para diseño en compresión pura en todas las columnas del entrepiso, ya que los esfuerzos máximos que presentan para los diferentes tipos de cargas y combinaciones son menores (Tabla DE-2.1.3(d)).

Tabla DE-2.1.3(d) CARGA AXIAL MÁXIMA CORRESPONDIENTE A LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
521	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	22.45
440	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	20.47
362	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	17.01
280	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	13.58
202	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	10.34
400	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	8.04
2055	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	8.04
481	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	7.07

DE-2.1.3(b) FLEXOCOMPRESIÓN

Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M^*_{uox} y M^*_{uoy} .

Por medio de las reacciones que se presentan en los apoyos, se obtiene la carga vertical factorizada actuante en el nivel para la condición de cargas críticas, dicha carga se estima con valor de 159.37 ton, por lo tanto, se consideran las fuerzas ficticias iguales a $0.005(159.37) = 0.80$ ton (Tabla DE-2.1.3(e)). Las cargas ficticias se encuentran actuando en la parte central de la cubierta como se muestra en la Figura DE-2.1.3(b).

Tabla DE-2.1.3(e) CARGA VERTICAL FACTORIZADA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS CRÍTICAS ACTUANDO EN EL NIVEL DEL ENTREPISO

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
521	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	22.45
440	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	20.47
362	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	17.01
280	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	13.58
202	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	10.34
400	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	8.04
2055	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	8.04
481	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	7.07
2116	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	7.07
121	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	7.07
322	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	5.85
1994	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	5.85
240	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	4.53
1933	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	4.53
162	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	3.93
1872	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	3.93
41	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	3.39
1811	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	3.39
83	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	3.17
3	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-0.18
1780	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-0.18
$\Sigma=$			159.37
Ficticias=			0.80

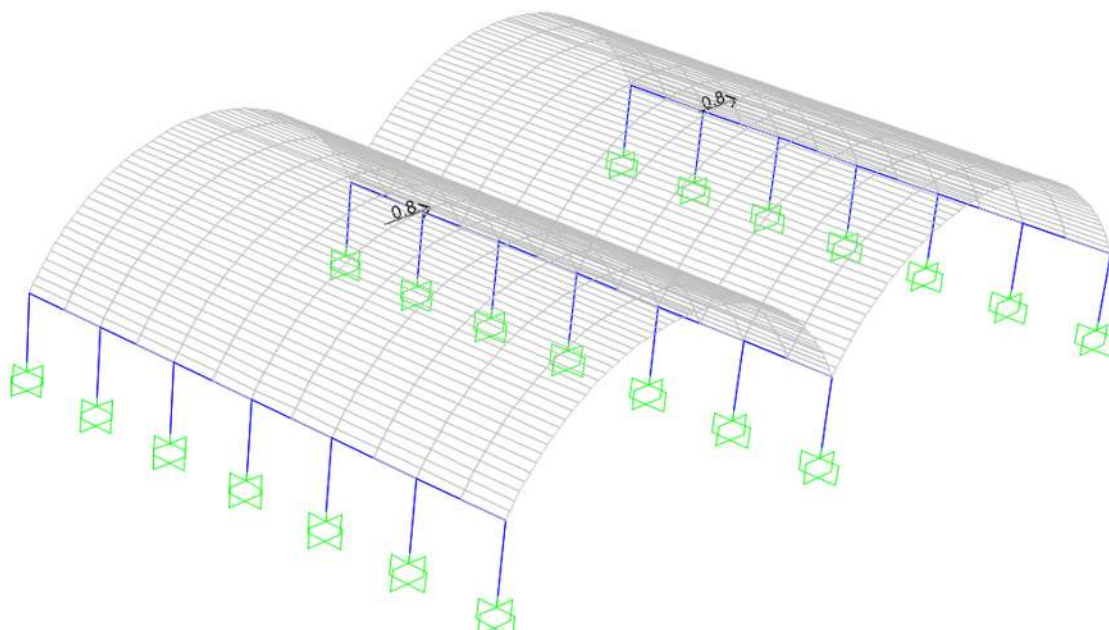


Figura DE-2.1.3(b) Fuerzas ficticias horizontales aplicadas en los ejes "X" y "Y", (ton)

La Tabla DE-2.1.3(f) representa los elementos mecánicos actuantes en los puntos más significativos de la columna crítica producidos por la combinación de cargas más desfavorables.

Tabla DE-2.1.3(f) ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA COLUMNA CRÍTICA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS ACCIDENTALES

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
✓16	4	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.80	0.04	6.10
✓16	2	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.89	0.00	0.25
✓16	0	Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.97	-0.04	-5.61

En la Figura DE-2.1.3(c) se observa que la deflexión del elemento presenta curvatura doble, por lo tanto:



Figura DE-2.1.3(c) Deflexión presente en la columna crítica, (metros)

$$C_x = 0.6 - 0.4(5.61/6.10) = 0.23$$

$$C_y = 0.6 - 0.4(0.04/0.04) = 0.20$$

$$L = 400\text{cm}$$

$K = 1.2$ Para un extremo empotrado y otro con apoyo en cajón

$K = 1.2$ Para un extremo empotrado y otro libre

$K = 1.2$ Para la revisión de PE_1

$$P_{E2x} = \frac{49.1 \cdot \pi^2 \cdot 2.04 \times 10^6}{\left(\frac{2 \cdot 400}{11}\right)^2} = 186.90\text{ton}$$

$$\Sigma P_{E2x} = 21 \cdot 186.90 = 3,924.97\text{ton}$$

$$P_{E2y} = \frac{49.1 \cdot \pi^2 \cdot 2.04 \times 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 400}{3.5}\right)^2} = 75.69\text{ton}$$

$$\Sigma P_{E2x} = 21 \cdot 75.69 = 1,589.45\text{ton}$$

Por medio de las Tablas DE-2.1.3(e) y DE-2.1.3(g) se obtiene la sumatoria en valor absoluto de las cargas axiales actuando en todas las columnas del entrepiso, las cuales se estiman con un valor de $\Sigma P_u = 159.37$ ton para la condición crítica de cargas accidentales y $\Sigma P_u = 1.31$ ton para la condición de cargas ficticias.

Tabla DE-2.1.3(g) CARGA VERTICAL FACTORIZADA PARA LAS CARGAS FICTICIAS HORIZONTALES ACTUANDO EN EL NIVEL DEL ENTREPISO

TABLE: Joint Reactions			
Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	Tonf
3	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.19
41	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.07
83	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.11
121	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.07
162	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.06
202	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.03
240	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.04
280	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.00
322	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.02
362	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.03
400	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.00
440	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.07
481	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.06
521	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.11
1780	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.06
1811	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.00
1872	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.02
1933	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.04
1994	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.06
2055	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.07
2116	Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	0.19
$\Sigma =$			1.31

Una vez conocidas la carga axial y la carga crítica de pandeo se estimaron los factores de amplificación como se muestra a continuación.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{158.77}{3,924.97/1}} = 1.04$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{158.77}{1,589.45/1}} = 1.11$$

La Tabla DE-2.1.3(h) representa los elementos mecánicos actuantes en los puntos más significativos de la columna crítica producidos por las cargas ficticias.

Tabla DE-2.1.3(h) ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA COLUMNA CRÍTICA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS FICTICIAS

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
16		0 Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.06	0.17	0.09
16		2 Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.06	0.00	0.01
16		4 Ficticias X-Y Para accidentales	Combination	-0.06	-0.17	-0.07

Analizando los extremos de la columna;

$$M_{tix \text{ sup}} = 6.10 \text{ t-m}$$

$$M_{tix \text{ inf}} = 5.61 \text{ t-m}$$

$$M_{tpx \text{ sup}} = 0.07 \text{ t-m}$$

$$M_{tpx \text{ inf}} = 0.09 \text{ t-m}$$

$$M_{uox \text{ sup}} = 6.10 + 1.04(0.07) = 6.17 \text{ t-m}$$

$$M_{uox \text{ inf}} = 5.61 + 1.04(0.09) = 5.70 \text{ t-m}$$

$$M_{tiy \text{ sup}} = 0.04 \text{ t-m}$$

$$M_{tiy \text{ inf}} = 0.04 \text{ t-m}$$

$$M_{tpy \text{ sup}} = 0.17 \text{ t-m}$$

$$M_{tpy \text{ inf}} = 0.17 \text{ t-m}$$

$$M_{uoy \text{ sup}} = 0.04 + 1.11(0.17) = 0.23 \text{ t-m}$$

$$M_{uoy \text{ inf}} = 0.04 + 1.11(0.17) = 0.23 \text{ t-m}$$

Revisión de las secciones extremas

$$M_{px} = (513 \cdot 2530) / 100,000 = 12.98 \text{ t-m}$$

$$M_{py} = (123 \cdot 2530) / 100,000 = 3.11 \text{ t-m}$$

$$P_y = (49.1 \cdot 2530) / 1,000 = 124.22 \text{ ton}$$

Extremo superior:

$$\frac{8.97+0.06}{0.9 \cdot 124.22} + \frac{0.85 \cdot 6.17}{0.9 \cdot 12.98} + \frac{0.60 \cdot 0.23}{0.9 \cdot 3.11} = 0.58 < 1.0 \therefore \text{ok}$$

Extremo inferior:

$$\frac{8.97+0.06}{0.9 \cdot 124.22} + \frac{0.85 \cdot 5.70}{0.9 \cdot 12.98} + \frac{0.60 \cdot 0.23}{0.9 \cdot 3.11} = 0.54 < 1.0 \therefore \text{ok}$$

“Para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además la condición de la ecuación DE-1.1.4.1(f)”

Extremo superior:

$$\frac{6.17}{0.9 \cdot 12.98} + \frac{0.23}{0.9 \cdot 3.11} = 0.61 < 1.0 \therefore \text{ok}$$

Extremo inferior:

$$\frac{5.70}{0.9 \cdot 12.98} + \frac{0.23}{0.9 \cdot 3.11} = 0.57 < 1.0 \therefore \text{ok}$$

Revisión de la columna completa

$$M_m = 0.9 \left(1.07 - \frac{\left(\frac{400}{3.5} \right) \sqrt{\frac{2530}{2.04 \times 10^6}}}{18.55} \right) 12.98 = 9.96 \text{ ton-m}$$

$$F_R M_{px} = 0.9 \cdot 12.98 = 11.98 \text{ ton-m}$$

$$M_m = 9.96 < F_R M_{px} = 11.98 \therefore \text{ok}$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

Como se mostró en las Tablas DE-2.1.3(f) y DE-2.1.3(h), la carga axial en la zona central de la columna crítica corresponde a $P_u = 8.89$ ton para la combinación de cargas accidentales críticas y $P_u = 0.06$ ton para la combinación de cargas ficticias.

$$B_{1x} = \frac{0.23}{1 - \frac{8.89 + 0.06}{0.9 * 747.61}} = 0.24 < 1 \therefore B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = \frac{0.20}{1 - \frac{8.89 + 0.06}{0.9 * 75.69}} = 0.23 < 1 \therefore B_{1y} = 1$$

Los factores B_{1x} y B_{1y} obtenidos anteriormente son factores de amplificación de momento, por lo tanto, el valor mínimo que pueden tomar es igual a la unidad.

$$M_{tix \max} = 6.10 \text{ t-m}$$

$$M_{tpx \max} = 0.09 \text{ t-m}$$

$$M_{tiy \max} = 0.04 \text{ t-m}$$

$$M_{tpy \max} = 0.17 \text{ t-m}$$

$$M^*_{uox} = 1(6.10 + 1.04(0.09)) = 6.19 \text{ ton-m}$$

$$M^*_{uoy} = 1(0.04 + 1.11(0.17)) = 0.23 \text{ ton-m}$$

Revisión de la columna completa en Flexocompresión

$$\frac{8.97 + 1.31}{51.06} + \frac{6.19}{9.96} + \frac{0.23}{0.9 * 3.11} = 0.90 \approx 1$$

El perfil propuesto se encuentra trabajando al 90% para diseño en flexocompresión, porcentaje que se encuentra dentro de la tolerancia del 10% permitida reglamentariamente, por lo tanto, se acepta el perfil IR254x38.8 para diseño en todas las columnas del entrepiso.

DE-2.2 CIMENTACIONES

El diseño de la subestructura para la nave industrial con cubierta en arco, de igual manera que la nave industrial con cubierta a dos aguas estará compuesta de zapatas aisladas unidas por medio de trabes de liga de acuerdo con los argumentos especificados en la sección DE-1.2.

DE-2.2.1 ZAPATA AISLADA

Los esfuerzos a los que se encuentran sometidas las zapatas son los que se transmiten de las columnas hacia los dados de cimentación. Los elementos mecánicos críticos se presentan en la columna denominada elemento 16, dichos esfuerzos tienen los valores especificados en la Tabla DE-2.2.1(a).

**Tabla DE-2.2.1(a) ELEMENTOS MECÁNICOS TRANSMITIDOS DE LA COLUMNA CRÍTICA
HACIA LA CIMENTACIÓN**

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
16		0 Accidentales caso 4 Estructura principal	Combination	-8.97	-2.93	-0.02	-0.04	-5.61

1. Cálculo del área de cimentación.

$$D_f = 1.2\text{m} < 1.5\text{m} \therefore W_s = 0.2P_u = 0.2(8,970.0) = 1,794.0\text{kg}$$

Se conoce el esfuerzo permisible del suelo, por lo tanto, despejando la ecuación se tendría que:

$$A = \frac{P}{\tau} = \frac{8,970 + 1,794}{3} = 3,588\text{cm}^2$$

El perfil de la columna que descarga sobre el dado de cimentación en un IR254x38.8, para economizar la cimentación se propone una zapata rectangular con las dimensiones propuestas en las Figuras DE-2.2.1(a-b).

$$A_{\text{real}} = 120 \times 130 = 15,600 > A = 3,588\text{cm}^2 \therefore \text{Se aceptan las dimensiones propuestas}$$

2. Cálculo de la reacción neta del terreno.

Proponiendo un peralte total $H = 35\text{cm}$

$$PP_z = 35 \times 0.0024 = 0.08\text{kg/cm}^2$$

$$PP_r = 80 \times 0.0014 = 0.11\text{kg/cm}^2$$

$$PP_p = 5 \times 0.0022 = 0.01\text{kg/cm}^2$$

$$P_u = \frac{P_u}{B_x B_y} = \frac{8,970}{120 \times 130} = 1.02\text{kg/cm}^2$$

$$r = 0.08 + 0.11 + 0.01 + 1.02 = 0.58\text{kg/cm}^2$$

$$r_u = F_c r = 1.1 \times 0.58 = 0.86\text{kg/cm}^2$$

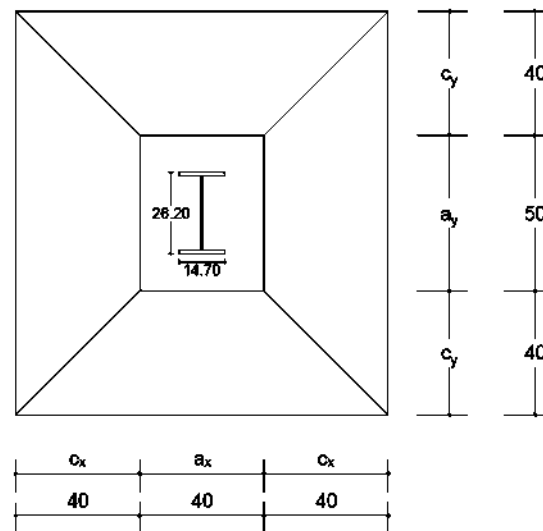


Figura DE-2.2.1(a) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en planta, (cm)

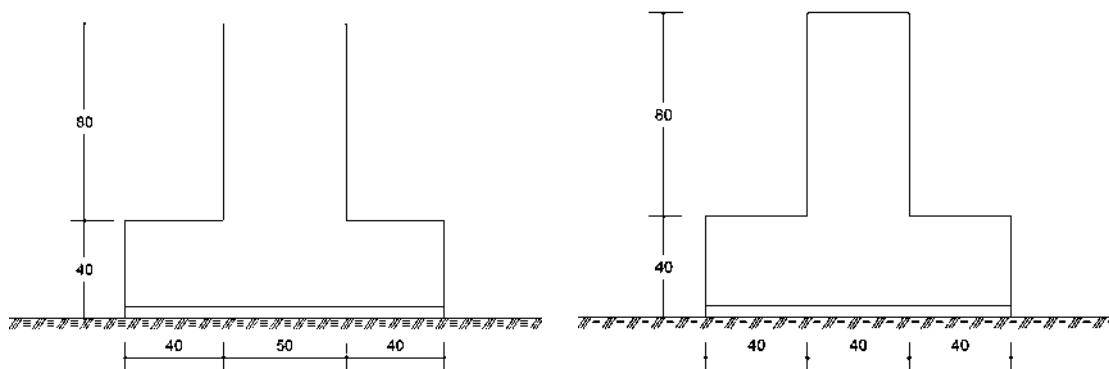


Figura DE-2.2.1(b) Dimensiones propuestas de la zapata, vista en alzado, (cm)

3. Cálculo del peralte efectivo de la sección.

$$d = H - \Phi - e = 35 - 1 - 4 = 30 \text{ cm}$$

En la Figura DE-2.2.1(c) se presentan esquemáticamente el peralte de la sección “h”, el recubrimiento “e” y el peralte efectivo “d”.

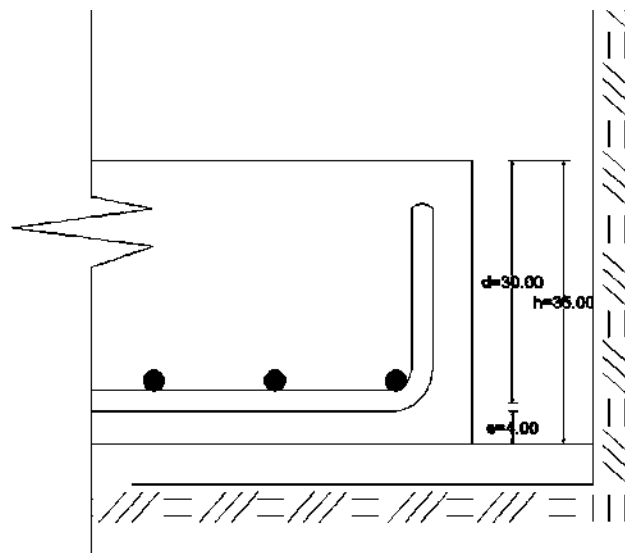


Figura DE-2.2.1(c) Peraltes y recubrimiento de la sección, (cm)

El diseño de zapatas se realizó con base en lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de La Ciudad de México 2017 (NTC, 2017).

DE-2.2.1(a) FUERZA CORTANTE

Elementos sin presfuerzo

Dirección “x”

$$\frac{L_x}{h} = \frac{0.6}{0.35} = 1.71 < 4 \text{ Aplica la Ecuación DE-1.2.1(d)}$$

Para calcular el Cortante y Momento de diseño actuante en la zapata, se analiza como viga en voladizo, y se emplean los diagramas y formulas establecidas, de la Figura DE-1.2.1(e), sección DE-1.2.1(a).

$$W = r \cdot b = 0.782 \times 100 = 78.2 \text{ kg/cm} = 7.82 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{WL}{2} = \frac{7.82 \times 0.6^2}{2} = 1.41 \text{ ton-m}$$

$$V_d = WL = 7.82 \times 0.6 = 4.69 \text{ ton}$$

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} = 3.5 - 2.5 \frac{1.41}{4.69} = 2.75 > 1 \therefore \text{ok}$$

$$V_{cR} = 0.65(2.75)0.5\sqrt{200} \times 100 \times 30 = 37,918 \text{ kg} = 37.92 \text{ ton}$$

Verificando que se cumpla con la Ecuación DE-1.2.1(f).

$$F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.65 \times 1.5 \sqrt{200} \times 100 \times 30 = 41,365.75 \text{ kg} = 41.37 \text{ ton}$$

$$37.92 \text{ ton} < 41.37 \text{ ton} \therefore V_{cR} = 37.92 \text{ ton}$$

Dirección “y”

$$\frac{L_y}{h} = \frac{0.65}{0.35} = 1.86 < 4 \therefore \text{Aplica la Ecuación DE-1.2.1(d)}$$

$$M = \frac{WL}{2} = \frac{7.82 \times 0.65^2}{2} = 1.65 \text{ ton-m}$$

$$V_d = WL = 7.82 \times 0.65 = 5.08 \text{ ton}$$

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} = 3.5 - 2.5 \frac{1.65}{5.08} = 2.69 > 1 \therefore \text{ok}$$

$$V_{cR} = 0.65(2.69)0.5\sqrt{200} \times 100 \times 30 = 37,056 \text{ kg} = 37.06 \text{ ton}$$

Verificando la condición de la Ecuación DE-1.2.1(f).

$$F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.65 \times 1.5 \sqrt{200} \times 100 \times 30 = 41,365.75 \text{ kg} = 41.37 \text{ ton}$$

$$37.06 \text{ ton} < 41.37 \text{ ton} \therefore V_{cR} = 37.06 \text{ ton}$$

Fuerza cortante en revisión como elemento ancho

Dirección “x”

$$b_x = 120\text{cm} \geq 4d = 120\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$d = 35\text{cm} < 60\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{1.61}{4.69} = 0.3 < 2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Dirección “y”

$$b_y = 130\text{cm} > 4d = 120\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$d = 35\text{cm} < 60\text{cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{1.65}{5.08} = 0.33 < 2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

En ambas direcciones la zapata cumple con las tres condiciones, por lo tanto, se podrá revisar como elemento ancho, aplicando la Ecuación DE-1.2.1(g).

$$V_{CRx} = 0.65 \times 0.5 \sqrt{200} \times 100 \times 30 = 13,788.58\text{kg} = 13.79\text{ton}$$

$$V_{CRy} = 0.65 \times 0.5 \sqrt{200} \times 100 \times 30 = 13,788.58\text{kg} = 13.79\text{ton}$$

Revisando que además se cumpla con la condición de la Ecuación DE-1.2.1(f).

$$13.79\text{ton} < 41.37\text{ton} \quad \therefore V_{CR} = 13.79\text{ton}$$

Esfuerzo cortante de diseño

Dirección “x”

$$c_1 = 50\text{cm}$$

$$c_2 = 40\text{cm}$$

$$d = 30\text{cm}$$

$$c_{AB} = c_{CD} = \frac{50 + 30}{2} = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{50 + 30}{40 + 30}}} = 0.42$$

$$A_{cr} = 2 \times 30(50 + 40 + 2(30)) = 9,000.0 \text{ cm}^2 = 0.90 \text{ m}^2$$

$$J_c = \frac{30(50 + 30)^3}{6} + \frac{(50 + 30)30^3}{6} + \frac{30(40 + 30)(50 + 30)^2}{2} = 9,640,000.0 \text{ cm}^4 = 0.10 \text{ m}^4$$

En el eje transversal de la estructura se presentan los elementos mecánicos M3-V2.

$$M_u = -5.61 \text{ ton-m}$$

$$V_u = -2.93 \text{ ton}$$

$$V_{uAB} = \frac{-2.93}{0.9} + \frac{0.42x(-5.61)x0.4}{0.10} = -12.97 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{uCD} = \frac{-2.93}{0.9} - \frac{0.42x(-5.61)x0.4}{0.10} = 6.46 \text{ ton/m}^2$$

Rige el esfuerzo cortante mayor, por lo tanto, el esfuerzo cortante para el sentido transversal de la estructura $V_u = -12.97 \text{ ton/m}^2$.

Momento restante transmitido por flexión.

$$1 - \alpha = 1 - 0.42 = 0.58$$

$$c_2 + 3h = 40 + 3(35) = 145 \text{ cm}$$

$$1 - \alpha(M_u) = 0.58(-5.61) = -3.97 \text{ ton-m}$$

Dirección "y"

$$c_1 = 40 \text{ cm}$$

$$c_2 = 50 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$c_{AB} = c_{CD} = \frac{40 + 30}{2} = 35 \text{ cm} = 0.35 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{40 + 30}{50 + 30}}} = 0.39$$

$$A_{cr} = 2 \times 30(40 + 50 + 2(30)) = 9,000.0 \text{ cm}^2 = 0.9 \text{ m}^2$$

$$J_c = \frac{30(40 + 30)^3}{6} + \frac{(40 + 30)30^3}{6} + \frac{30(50 + 30)(40 + 30)^2}{2} = 7,910,000.0\text{cm}^4 = 0.08\text{m}^4$$

En el eje longitudinal de la estructura se presentan los elementos mecánicos M2-V3

$$M_u = -0.04\text{ton-m}$$

$$V_u = -0.02\text{ton}$$

$$V_{uAB} = \frac{-0.02}{0.9} + \frac{0.39(-0.04) \times 0.35}{0.08} = -0.09\text{ton/m}^2$$

$$V_{uCD} = \frac{-0.02}{0.9} - \frac{0.39(-0.04) \times 0.35}{0.08} = 0.05\text{ton/m}^2$$

Rige el esfuerzo cortante mayor, por lo tanto, el esfuerzo cortante para el sentido longitudinal de la estructura $V_u = -0.09 \text{ ton/m}^2$.

Momento restante transmitido por flexión:

$$1 - \alpha = 1 - 0.39 = 0.61$$

$$c_2 + 3h = 50 + 3(35) = 155\text{cm}$$

$$1 - \alpha(M_u) = 0.61(-0.04) = -0.02 \text{ ton-m.}$$

Resistencia de diseño del concreto

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de:

$$F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} = 0.65 \left(0.5 + \frac{40}{50}\right)\sqrt{200} = 11.95\text{kg/cm}^2 = 119.5\text{ton/m}^2$$

$$F_R\sqrt{f'_c} = 0.65\sqrt{200} = 9.192\text{ton/m}^2 = 91.92\text{ton/m}^2$$

La resistencia del concreto que rige, es la resistencia menor, por lo tanto:

$$V_{CR} = 91.92\text{ton/m}^2$$

Para el sentido “x” $V_{cR} = 91.92 > V_u = -12.97 \text{ ton/m}^2 \therefore \text{ok}$

Para el sentido “y” $V_{cR} = 91.92 > V_u = -0.09 \text{ ton/m}^2 \therefore \text{ok}$

∴ La resistencia del concreto $V_{cR} = 91.92 \text{ ton/m}^2$.

Refuerzo por cortante en vigas y columnas sin presfuerzo

La separación del refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{cR} .

La Tabla DE-2.2.1(b) reporta la resistencia a cortante del concreto para ambos sentidos. Se observa que en el sentido “X” rige la resistencia en revisión como elemento ancho $V_{cR} = 13.79 \text{ ton}$, mientras que en el sentido “Y” de igual manera, rige la resistencia en revisión como elemento ancho $V_{cR} = 13.79 \text{ ton}$.

Tabla. DE-2.2.1(b) RESISTENCIA A CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO, “ V_{cR} ”

Resistencia del concreto		Resistencia Cortante (ton)	Resistencia Cortante (ton)
		Eje X	Eje Y
Elementos sin presfuerzo	Para $L/h > 5$	-	-
	Para $L/h < 4$	37.92	37.06
Elementos anchos	-	13.79	13.79
Resistencia del concreto	-	91.92	91.92

$$V_u = W_u L$$

$$W_u = (0.78 \times 100) 1.1 = 86.02 \text{ kg/cm} = 8.6 \text{ ton/m}$$

Dirección “x”

$$L_x = 0.6 \text{ m}$$

$$V_u = W_u L = 8.6 \times 0.6 = 5.16 \text{ ton}$$

$V_u = 5.16 \text{ ton} < V_{cR} = 41.37 \text{ ton} \therefore$ Se diseñará con el refuerzo mínimo

Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$\frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \approx 15\text{cm}$$

$$A_{v,min} = 0.30\sqrt{200} \frac{100 \times 15}{4200} = 1.52\text{cm}^2$$

Empleando varillas del #5

$$A_v = 1.98\text{cm}^2 > A_{v,min} = 1.52\text{cm}^2 \therefore \text{ok}$$

Revisando que se cumpla con las condiciones que aplican para el refuerzo mínimo:

$$1. F_R 1.5\sqrt{f'_c}bd = (0.65 \times 1.5\sqrt{200} \times 100 \times 30)/1000 = 41.37\text{ton} > V_u = 5.16\text{ton} \therefore \text{ok}$$

$$2. s = 15\text{cm} > 6\text{cm} \therefore \text{ok}$$

Dirección “y”

$$L_y = 0.65\text{m}$$

$$V_u = W_u L = 8.6 \times 0.65 = 5.59\text{ton}$$

$$V_u = 5.59\text{ton} < V_{CR} = 13.79\text{ton} \therefore \text{Se diseñará con el refuerzo mínimo}$$

Por lo tanto, para diseño por cortante se utilizarán varillas del #5 @15cm, en ambos sentidos.

DE-2.2.1(b) FLEXIÓN

El momento último de diseño para la viga en voladizo se obtiene utilizando los diagramas y ecuaciones de la Figura DE-1.2.1(a) de la sección DE-1.2.1(a).

Donde:

$$W_u = 8.6\text{ton/m}$$

Dirección “x”

$$L_x = 0.40\text{m}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{8.6 \times 0.4^2}{2} = 0.69 \text{ ton-m}$$

Dirección “y”

$$L_y = 0.40\text{m}$$

$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{8.6 \times 0.4^2}{2} = 0.69 \text{ ton-m}$$

Momento último que rige “M_u”

El momento último de diseño “M_u” será el menor de los reportados en la Tabla DE-2.2.1(c). Obtenidos como momento restante transmitido por flexión analizado en la sección DE-2.2.1(a) y el analizado anteriormente en la sección DE-2.2.1(b).

Tabla DE-2.2.1(c) MOMENTO ÚLTIMO OBTENIDO CON LOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISIS

Sección de análisis	Flexión M _u (ton-m)	Flexión M _u (ton-m)
	Eje X	Eje Y
Esfuerzo cortante de diseño, sección DE-2.2.1(a)	-3.27	-0.02
Diseño por flexión, sección DE-2.2.1(b)	0.69	0.69

En la Tabla DE-2.2.1(c) se observan los valores del momento último actuante en las dos direcciones obtenidos de acuerdo a lo estipulado en las diferentes secciones del código (NTC, 2017). Se observa que en el sentido “X” es crítico el momento obtenido de acuerdo a la sección DE-2.2.1(a), M_u= -3.27ton-m, y en el sentido “Y” resulta crítico el momento obtenido con la sección DE-2.2.1(b), M_u=0.69ton-m.

Falla balanceada en secciones rectangulares.

$$A_s = \frac{170}{4200} \frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000} 100 \times 30 = 60.71 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a flexión

Refuerzo mínimo

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} 100 \times 30 = 7.07 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo

$$A_{s,min} = 0.9A_s = 0.9 \times 60.71 = 54.64 \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{-3.27 \times 10^5}{100 \times 30^2} = -3.63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Dirección "X".}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.69 \times 10^5}{100 \times 30^2} = 0.76 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Dirección "Y".}$$

De acuerdo con la Tabla DE-1.2.1(d) se observa que los valores obtenidos anteriormente con la relación M_u/bd^2 se encuentran por debajo del límite del porcentaje de acero " ρ ", por lo tanto, se colocará el acero mínimo en ambas direcciones.

Dirección "X"

$$A_s = A_{s,min} = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.07}{100 \times 30} = 0.0024$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''_c} = \frac{0.0024 \times 4200}{170} = 0.06$$

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 30^2 \times 170 \times 0.06 (1 - 0.5(0.06)) = 778,512.03 \text{ kg} - \text{cm} = 7.79 \text{ ton} - \text{m}$$

$$a_o = 1.27 \text{ cm}^2 \therefore \text{Proponiendo \#4}$$

$$s_o = \frac{100a_o}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{7.07} = 17.96 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Dirección “Y”

Debido a que también rige el área de acero mínimo, el armado en esta dirección quedará igual que en el sentido “X”.

En la Tabla DE-2.2.1(d) se muestra el resumen del armado en las dos direcciones para cortante y flexión en la zapata. De donde se observa que el armado crítico corresponde al refuerzo para cortante, con varillas del #5 a una separación de 15cm para el eje “X” y con varillas del #5 a una separación de 15cm para el eje “Y”.

Tabla DE-2.2.1(d) REFUERZO NECESARIO EN LAS ZAPATAS

ARMADO	Refuerzo para cortante		Refuerzo para flexión	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
# Varilla	#5	#5	#4	#4
S (cm)	15.00	15.00	15.00	15.00

DE-2.2.1(c) LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

Para revisar los factores, ecuaciones y las descripciones correspondientes a la longitud de desarrollo, dobleces de refuerzo, tamaño máximo del agregado, refuerzo por cambios volumétricos y separación entre barras de refuerzo referirse a la sección DE-1.2.1(c).

Refuerzo por cambios volumétricos

El refuerzo por cambios volumétricos se analizó en la sección DE-1.2.1(c), debido a que el peralte y el ancho de la zapata son iguales para la subestructura de la nave industrial con cubierta en arco y a dos aguas, el refuerzo por cambios volumétricos será igual en las zapatas que componen ambas subestructuras y corresponde a; Varillas del #5 separadas a cada 20cm.

Longitud de desarrollo

Barras con dobleces

Para varilla del #5.

$$0.076d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.076 \times 1.59 \frac{4200}{\sqrt{200}} = 35.89 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.7 \times 35.89 = 25.12 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$L_d = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$L_d = 20 \text{ cm} > 8d_b = 12.72 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Dobleces del refuerzo

El radio interior no será menor que el indicado a continuación;

Para varilla del #5

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 1.59 = 7.87 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$$

Tamaño máximo de agregados (TMA)

TMA= 3/4in (obtenido en la sección DE-1.2.1(c)).

Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

En el lecho inferior, sentido "X" y "Y" para varilla del #5.

$$s = 13.41 \text{ cm} > d_b = 1.59 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$s = 13.41 \text{ cm} > 1.5(1.91) = 2.87 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

En el lecho superior, sentido "X" y "Y" para varilla del #5.

$$s = 18.41 \text{ cm} > d_b = 1.59 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$s = 18.41 \text{ cm} > 1.5(1.91) = 2.87 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

DE-2.2.2 DISEÑO DEL DADO DE CIMENTACIÓN

DE-2.2.2(a) REFUERZO LONGITUDINAL

$P_u = 8.97\text{ton}$ (valor obtenido de la Tabla DE-2.2.1(a), sección DE-2.2.1.

Proponiendo 4 varillas del #4.

$$A_s = 4(1.27) = 5.08\text{cm}^2$$

$$P_R = 0.65(170(2,000 - 5.08) + 4200(5.08)) = 234,307\text{kg} = 234.31\text{ton}$$

$P_R = 234.31\text{ton} > P_u = 8.97\text{ton}$ ∴ Se acepta el diseño por compresión

Nota: La sección está muy sobrada, pero no se puede reducir el armado ya que cuenta con el refuerzo mínimo. El refuerzo mínimo que se establece en el código de diseño (NTC, 2017) es de una varilla del #4 en cada esquina.

Longitud de desarrollo.

Barras con dobleces

Para varilla del #4.

$$0.076d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.076 \times 1.27 \frac{4200}{\sqrt{200}} = 28.66\text{cm}$$

$$L_d = 0.7 \times 28.66 = 20.07\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

$$L_d = 20\text{cm} > 15\text{cm} \quad \therefore \text{ok}$$

$$L_d = 20\text{cm} > 8d_b = 10.16\text{cm} \quad \therefore \text{ok}$$

Dobleces del refuerzo

El radio interior no será menor que:

Para varilla del #4

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 1.27 = 6.29\text{cm} \approx 7\text{cm}$$

Para varilla del #2.5

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}} 0.79 = 3.91\text{cm} \approx 4\text{cm}$$

DE-2.2.2(b) REFUERZO TRANSVERSAL

Separación de refuerzo transversal

Proponiendo estribos del #2.5.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

$$a) \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} 1.27 = 16.66 \text{ cm}$$

$$b) 48d_e = 48(0.79) = 37.92 \text{ cm}$$

$$c) \frac{\text{Dimensión menor de la columna}}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Respetando las condiciones anteriores se propone una separación igual a;

$$s = 15 \text{ cm}$$

Separación de refuerzo transversal en intersecciones.

La separación anterior se reducirá a la mitad hasta una distancia medida a partir del plano de intersección arriba y abajo mayor o igual que:

$$a) \text{ Dimensión transversal máxima de la columna} = 50 \text{ cm}$$

$$b) \text{ Un sexto de su altura libre} = \frac{115-35}{6} = 13.33 \text{ cm}$$

$$c) 60 \text{ cm}$$

Aplicando las condiciones anteriores se tiene que la separación del refuerzo en las intersecciones será igual a:

$$s = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

La cual se aplicará hasta una distancia de 60cm arriba y abajo a partir del paño de la intersección.

Anclaje del refuerzo transversal

Para estribos del #2.5

$$6d_b = 6(0.79) = 4.75 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

$$80mm = 8.0cm$$

∴ Se propone una longitud del tramo recto después del gancho igual a 8cm.

Dobles del refuerzo

El radio interior del doblez no será menor que:

Para estribos del #2.5

$$\frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{4200}{60\sqrt{200}}0.79 = 3.91cm \approx 4.0cm$$

DE-2.2.2(c) REPRESENTACIÓN DEL DISEÑO, ARMADO Y DETALLES DE LA ZAPATA AISLADA Y DADO DE CIMENTACIÓN

La Tabla DE-2.2.1(e) resume el armado correspondiente al dado de cimentación, se debe tener en cuenta que el dado de cimentación y la zapata en revisión, son los que reciben las cargas más desfavorables, por lo tanto, el resto de los dados de cimentación y zapatas tendrán el mismo armado a los casos revisados. En las Figuras DE-2.2.1(d-g) se hace un resumen el detallado de las dimensiones y armado de las zapatas y el dado de cimentación.

NOTA: Los estribos se rematan en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de 10cm de largo.

TABLA DE-2.2.1(e) RESUMEN DEL ARMADO EN EL DADO DE CIMENTACIÓN

Armado	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal	
		En las Intersecciones	En el resto de la longitud
# Varilla	4	2.5	2.5
S (cm)	-	7.00	-
#V (pzas)	4.00	12.00	-
L _d (cm)	20.00	8.00	
θ (°)	90.00	90° y 135°	
r _{interior} (cm)	7.00	4.00	

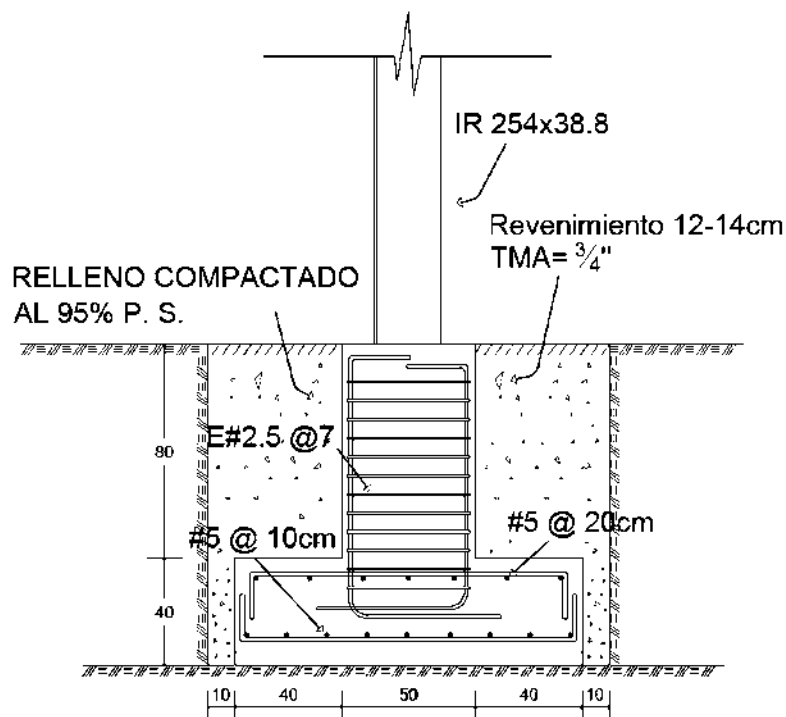


Figura DE-2.2.1(d) Vista en alzado de la zapata, en dirección longitudinal de la cubierta,
(cm)

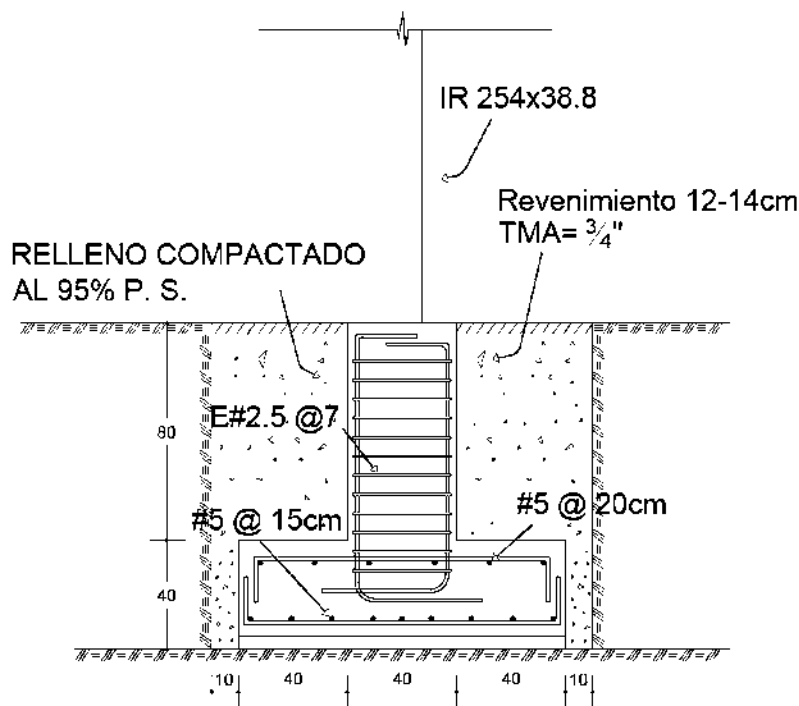


Figura DE-2.2.1(e) Vista en alzado de la zapata, en dirección transversal de la cubierta,
(cm)

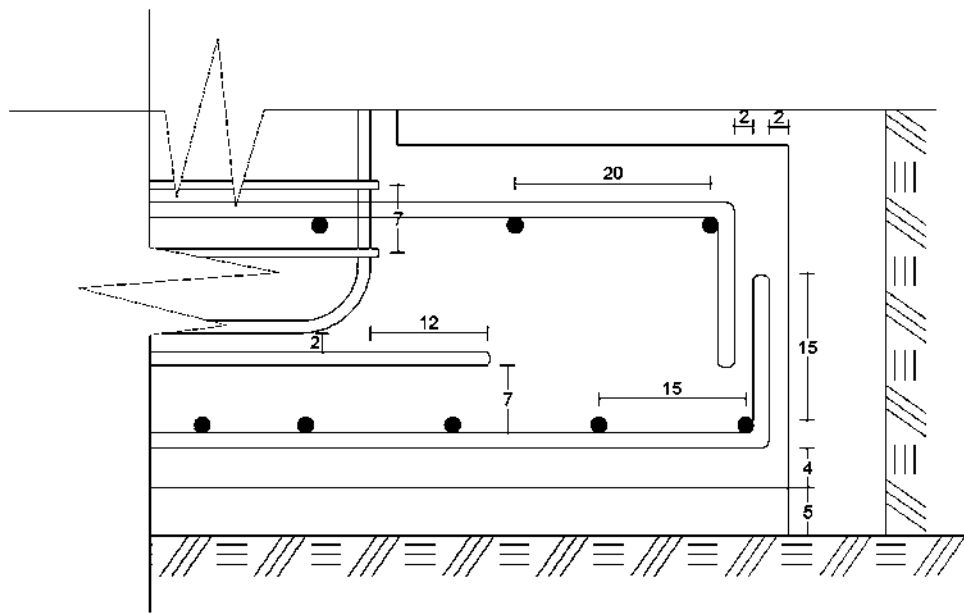


Figura DE-2.2.1(f) Detallado de la zapata en para ambas direcciones de la zapata de la nave industrial, (cm)

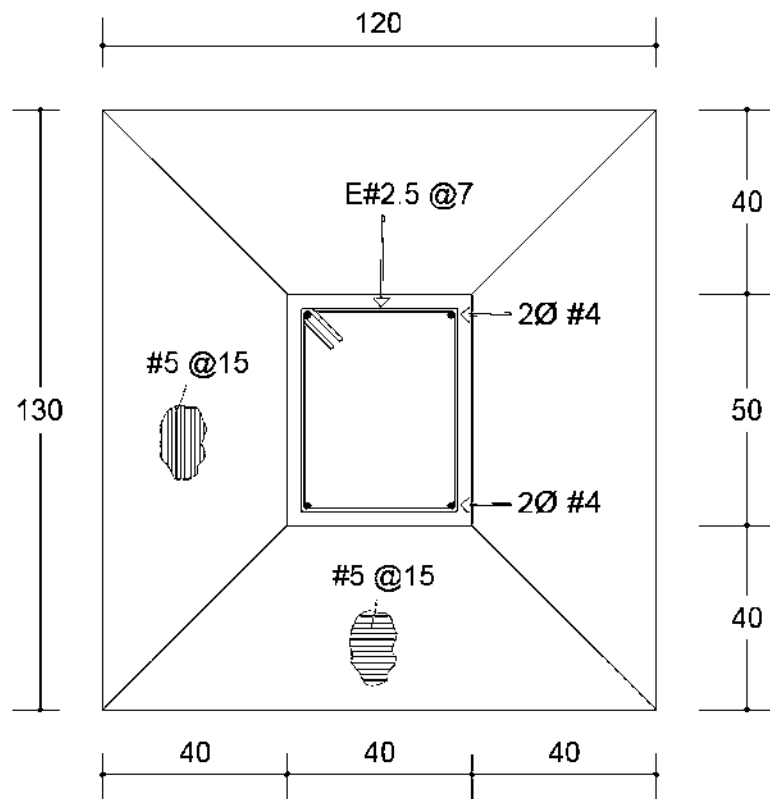


Figura DE-2.2.1(g) Vista en planta de la zapata y dado de cimentación, (cm)

DE-2.2.3 DISEÑO DE TRABE DE LIGA

Las traveses de liga como se revisó en la sección DE-1.2.3, son elementos empleados únicamente para dar rigidez a la nave industrial, logrando de esta manera que la superestructura y subestructura trabajen en conjunto en caso de presentarse desplazamientos horizontales producidos por algún evento sísmico.

La separación a la que se encuentran las zapatas tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal son iguales para las dos naves industriales en estudio, por lo tanto, se proponen dimensiones para la sección transversal de las traveses de liga similares.

De igual manera, el sitio donde se proyectan ambas estructuras es el mismo, por consiguiente, el tipo de suelo y los esfuerzos a los que se someten las traveses de liga ya son conocidos y se analizaron en la sección DE-1.2.3.

Dicho lo anterior se deduce que las dimensiones de la sección transversal y el armado para las traveses de liga serán iguales a los obtenidos en la sección DE-1.2.3, únicamente se modifica la longitud de las traveses de liga para el sentido transversal de la estructura debido a que el ancho del dado de cimentación se redujo en 20cm. Las dimensiones en alzado del sistema de traveses para el eje transversal modificado se representan en la Figura DE-2.2.1(h).

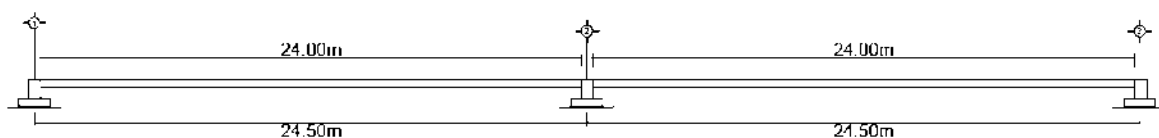


Figura DE-2.2.1(h) Vista en alzado de la cimentación, eje longitudinal

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las naves industriales son las estructuras más eficientes para los proyectos que demandan un claro con grandes dimensiones. En la actualidad existe un sinnúmero de materiales y formas aplicables a las cubiertas, sin embargo, es importante mencionar que de acuerdo con los estudios realizados en este proyecto resultó como óptima estructuración la cubierta en arco circular auto soportante.

Se recomienda la utilización de naves industriales con cubiertas en arco circular auto soportante debido a que no requieren una estructura secundaria para dar soporte a la cubierta, logrando de esta manera optimizar los tiempos en la construcción, obteniendo un espacio grande sin obstrucción alguna y lo más importante se obtendrá una estructura económica, segura y confortable para el usuario.

En el presente trabajo de investigación se revisaron tres propuestas de apariencia arquitectónica totalmente diferente, sin embargo, de acuerdo con los objetivos específicos del proyecto, se descartó en primera instancia la cubierta a base de marcos rígidos debido a que económicamente no se considera viable.

Los reglamentos y códigos utilizados para determinar las presiones y succiones generadas por la acción del viento no incluyen algunas tipologías de las consideradas en este proyecto, es decir, no cuentan con los modelos de análisis de cargas específicos para la revisión de las estructuras propuestas. Para obtener un análisis de cargas exacto se tendría que recurrir al empleo de un modelo a escala analizado experimentalmente en un túnel de viento, sin embargo, dada la magnitud del proyecto no resulta económicamente factible este proceso. Es por ello que en este trabajo nos adaptamos a lo que existe en los reglamentos, tomando siempre como base la condición de carga que resultó más desfavorable de las posibles alternativas de solución que se podían adaptar a nuestros casos específicos, y

asemejando nuestros modelos lo más posiblemente a la realidad, logrando de esta manera estar del lado de la seguridad y optimizando el proyecto.

Las naves industriales analizadas en este proyecto no poseen planta cerrada, por lo tanto, en la cubierta se presentan únicamente presiones exteriores. En base al análisis de cargas realizado se observa que las presiones más desfavorables actúan en la cubierta en arco circular, esto se debe a que las cubiertas en arco presentan una pendiente mayor y por lo tanto una superficie de contacto con el viento mayor, ya que se sabe que el viento actúa en dirección horizontal.

De acuerdo con el análisis estructural realizado en ambas naves industriales, se tiene como resultado que la estructura con cubierta a dos aguas presenta los elementos mecánicos más desfavorables, debido a que tiene mayor peso, por consiguiente, ocasiona que se requiera de secciones más grandes para evitar que ocurra algún tipo de falla en la estructura, lo que desfavorece económicamente la eficacia del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

- Aceromart. (2018). *Aceromart*. Obtenido de Arcotecho:
http://www.aceromart.com/InformacionTecnica/Lamina_Engargolada_SSR/Arcotecho-Ficha-Tecnica-Aceromart.pdf
- Aceromart. (2018). *Arcotecho*. Obtenido de <http://www.aceromart.com/Arcotecho-Ternium.aspx>
- AF&PA. (2007). *BEAM DESIGN FORMULAS WITH SHEAR AND MOMENT DIAGRAMS*. Washington, DC: American Wood Council.
- Alacero. (2016). *Construcción en Acero*. Obtenido de Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero:
http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion_ansi-aisc_360-10_para_construcciones_de_acero.pdf
- Archdaily. (21 de Enero de 2018). *ArchDaily de México S.A. de C.V.* Recuperado el 13 de Junio de 2017, de archdaily.mx: <https://www.archdaily.mx/catalog/mx/products/4125/ternium-pintro-ternium>
- Arcoperfiles. (18 de 04 de 2018). *Arcoperfiles Industriales*. Obtenido de Obras en ejecución:
<http://www.arcoperfiles.com/obras-en-ejecucion.html>
- Arquitech. (2018). *Arquitech*. Obtenido de Canalon: <http://www.arquitech.com.mx/canalon-arquitech/nggallery/page/1>
- CAD. (2015). *Ubicación y características físicas de Michoacán*. Obtenido de http://www.elclima.com.mx/ubicacion_y_caracteristicas_fisicas_de_michoacan.htm
- CFE. (Diciembre de 2008). Manual de diseño por viento. *Manual de diseño de obras civiles*. (M. Comisión Federal de Electricidad, Ed.) Ciudad de México, Ciudad de México, México: Comisión Federal de Electricidad, México.
- CLICOM. (Junio de 2013). Obtenido de CICESE: <http://clicom-mex.cicese.mx>
- CSI. (15 de Mayo de 2013). *SAP2000*. Obtenido de Casa:
<https://wiki.csiamerica.com/display/SAP2000/Home>
- CSI. (Julio de 2016). Structural and Earthquake Engineering Software. *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc.
- CSI. (2017). Structural Analysis Program.
- D.F., Órgano del Gobierno del D.F., (6 de Octubre de 2004). NTC. *GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL, II(103-BIS)*, 9. Ciudad de México, Ciudad de México, México: CORPORACIÓN MEXICANA DE IMPRESIÓN", S.A. DE C.V.
- González, Ó., & Fernández, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: Limusa.

- ICOPAL. (2015). *ICOPAL Hispania, S.L.U.* Obtenido de www.icopal.es: <http://www.icopal.es/sistemas-de-impermeabilizacion/noticias/1385/cool-roof-cubiertas-reflectantes-que-permiten-ahorrar-energia/>
- IMCA. (s.f.). *Manual de Construcción en Acero*. México.
- INEGI. (2010). *Mapas para Colorear*. Obtenido de mapasparacolorear.com:
<http://www.mapasparacolorear.com/mexico/mapa-estado-michoacan-de-ocampo-municipios-nombres.png>
- INEGI. (2018). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtenido de Marco Geoestadístico Nacional:
<http://geoweb2.inegi.org.mx/ahl/realizaBusquedaurl.do>
- INEGI. (2018). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtenido de Banco de Indicadores:
<http://www.beta.inegi.org.mx/app/indicadores/?ind=1002000001##divFV6207020632#D1002000001>
- INEGI. (2018). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtenido de México en Cifras:
http://www.beta.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/16/16015.pdf
- INEGI. (2018). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtenido de Espacio y Datos de México:
<http://www.beta.inegi.org.mx/app/mapa/espacioydatos/default.aspx?ag=16015>
- INEGI. (2018). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtenido de Espacio y Datos de México:
<http://www.beta.inegi.org.mx/app/mapa/espacioydatos/default.aspx?ag=16>
- IUSS Grupo de Trabajo WRB. (2007). *Base referencial mundial del recurso suelo*. Roma: FAO.
- Izquierdo, M. E. (2012). *Caracterización de un grupo de adolescentes con Daño Actínico Crónico Ligero y Moderado*. Obtenido de
<http://cimfcuba2012.sld.cu/index.php/xseminarioAPS/2012/paper/view/735/391>
- Lozano, J. (2004). *Revista digital de Historia y Ciencias Sociales*. Obtenido de
<http://www.claseshistoria.com/revolucionindustrial/innovacionestecnicas.htm>
- NTC. (6 de Octubre de 2004). Órgano del gobierno del D.F. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, I*. Ciudad de México, Ciudad de México, México: CORPORACIÓN MEXICANA DE IMPRESIÓN, S.A. DE C.V.
- OFICAD. (2017). *Dimensiones de la cancha de Voleibol*. Obtenido de
http://www.oficad.com/medidas_y_dimesnsiones/voleibol.htm
- Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México. (15 de Diciembre de 2017). NTC. *GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO(220. Bis)*. México, México, México: Corporación Mexicana de Impresión, S.A de C.V.
- Piralla, M. (2013). *Diseño Estructural* (Vol. II). México, México: GRUPO NORIEGA EDITORES.
- ProyectosparaConstruir. (3 de Mayo de 2017). *Dimensiones de un campo de baloncesto*. Obtenido de
<https://www.proyectosparaconstruir.com/dimensiones-de-un-campo-de-baloncesto/>

Schmid, H., Waldburguer, P., & Heynen, D. (2012). *SEO BirdLife*. Obtenido de https://www.seo.org/wp-content/uploads/2013/09/Edificacionescristales-y-aves_FREE.pdf

SYMAC. (2018). *SYMAC Ingeniería/Construcción*. Obtenido de Super K-Span: <http://www.gruposymac.com/phocadownload/Arcoteco/diferencia-kspan-u31.pdf>

SYMAC. (2018). *SYMAC Ingeniería/Construcción*. Obtenido de Arcoteco: <http://www.gruposymac.com/component/phocadownload/category/11-arcoteco>

Ternium. (20 de Enero de 2009). *AceroMart*. Obtenido de aceromart.com: http://aceromart.com/InformacionTecnica/Lamina_Acanalada/Ficha-Tecnica-R-101-Ternium.pdf

Ternium. (1 de Junio de 2010). *AceroMart*. Obtenido de aceromart.com: http://aceromart.com/InformacionTecnica/Lamina_Acanalada/Hoja-Tecnica-R-72-Ternium.pdf

Trimble Inc. (2016). SketchUp Pro 2017.

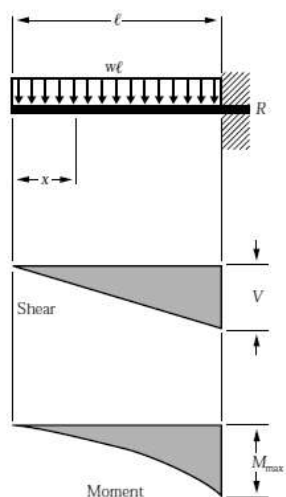
Universidad Veracruzana. (2018). *Dirección de Actividades Deportivas*. Obtenido de www.uv.mx: <https://www.uv.mx/daduv/antecedentes/#>

Urenda, L. (2013). Obtenido de Repositorio digital de la Facultad de Ingeniería - UNAM: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/6096/Tesina.pdf?sequence=1>

Tabla A-1 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

Fuente: Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, sep. 1, 1986 (Chicago: AISC, 1986); páginas 6-151 en el manual LRFD.



$$\begin{aligned}
 R &= V \dots \dots \dots = w\ell \\
 V_x \dots \dots \dots &= wx \\
 M_{\max} \text{ (at fixed end)} \dots \dots \dots &= \frac{w\ell^2}{2} \\
 M_x \dots \dots \dots &= \frac{wx^2}{2} \\
 \Delta_{\max} \text{ (at free end)} \dots \dots \dots &= \frac{w\ell^4}{8EI} \\
 \Delta_x \dots \dots \dots &= \frac{w}{24EI} (x^4 - 4\ell^3x + 3\ell^4)
 \end{aligned}$$

Figura A-1 Diagramas y fórmulas para calcular el Cortante y Momento de diseño, (AF&PA, 2007)

Tabla A-2 PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES,
(González & Fernández, 2005, pág. 740)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$			$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$			$\rho_b = 1.618\%$		
	ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)		ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)		ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)
1	0.1000	3.722	49	0.4736	16.59	97	0.8472	27.83
2	0.1078	4.006	50	0.4814	16.84	98	0.8550	28.05
3	0.1156	4.290	51	0.4892	17.09	99	0.8628	28.27
4	0.1233	4.574	52	0.4969	17.34	100	0.8705	28.48
5	0.1311	4.856	53	0.5047	17.59	101	0.8783	28.70
6	0.1389	5.138	54	0.5125	17.84	102	0.8861	28.91
7	0.1467	5.420	55	0.5203	18.09	103	0.8939	29.13
8	0.1545	5.700	56	0.5281	18.33	104	0.9017	29.34
9	0.1623	5.980	57	0.5359	18.58	105	0.9095	29.55
10	0.1700	6.259	58	0.5436	18.82	106	0.9172	29.76
11	0.1778	6.537	59	0.5514	19.07	107	0.9250	29.97
12	0.1856	6.815	60	0.5592	19.31	108	0.9328	30.18
13	0.1934	7.092	61	0.5670	19.56	109	0.9406	30.39
14	0.2012	7.368	62	0.5748	19.80	110	0.9484	30.60
15	0.2090	7.644	63	0.5826	20.04	111	0.9562	30.81
16	0.2167	7.919	64	0.5903	20.28	112	0.9639	31.01
17	0.2245	8.193	65	0.5981	20.52	113	0.9717	31.22
18	0.2323	8.466	66	0.6059	20.76	114	0.9795	31.43
19	0.2401	8.739	67	0.6137	21.00	115	0.9873	31.63
20	0.2479	9.011	68	0.6215	21.24	116	0.9951	31.83
21	0.2557	9.283	69	0.6293	21.47	117	1.003	32.04
22	0.2634	9.553	70	0.6370	21.71	118	1.011	32.24
23	0.2712	9.823	71	0.6448	21.95	119	1.018	32.44
24	0.2790	10.09	72	0.6526	22.18	120	1.026	32.64
25	0.2868	10.36	73	0.6604	22.42	121	1.034	32.84
26	0.2946	10.63	74	0.6682	22.65	122	1.042	33.04
27	0.3024	10.90	75	0.6760	22.88	123	1.050	33.24
28	0.3101	11.16	76	0.6837	23.12	124	1.057	33.44
29	0.3179	11.43	77	0.6915	23.35	125	1.065	33.64
30	0.3257	11.69	78	0.6993	23.58	126	1.073	33.84
31	0.3335	11.96	79	0.7071	23.81	127	1.081	34.03
32	0.3413	12.22	80	0.7149	24.04	128	1.088	34.23
33	0.3491	12.48	81	0.7227	24.27	129	1.096	34.42
34	0.3568	12.75	82	0.7304	24.50	130	1.104	34.62
35	0.3646	13.01	83	0.7382	24.72	131	1.112	34.81
36	0.3724	13.27	84	0.7460	24.95	132	1.120	35.00
37	0.3802	13.53	85	0.7538	25.18	133	1.127	35.20
38	0.3880	13.79	86	0.7616	25.40	134	1.135	35.39
39	0.3958	14.05	87	0.7694	25.63	135	1.143	35.58
40	0.4035	14.30	88	0.7771	25.85	136	1.151	35.77
41	0.4113	14.56	89	0.7849	26.07	137	1.159	35.96
42	0.4191	14.82	90	0.7927	26.30	138	1.166	36.15
43	0.4269	15.07	91	0.8005	26.52	139	1.174	36.33
44	0.4347	15.33	92	0.8083	26.74	140	1.182	36.52
45	0.4425	15.58	93	0.8161	26.96	141	1.190	36.71
46	0.4502	15.84	94	0.8238	27.18	142	1.197	36.89
47	0.4580	16.09	95	0.8316	27.40	143	1.205	37.08
48	0.4658	16.34	96	0.8394	27.62	144	1.213	37.26