

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO AUDITORIO DEL
CAMPUS SANGOLQUÍ DE LA ESCUELA POLITÉCNICA
DEL EJÉRCITO**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

**DAVID ANDRÉS TAMAYO URGILÉS
JOSÉ LUIS GAIBOR NÚÑEZ**

SANGOLQUÍ, FEBRERO DEL 2012

TOMO I

EXTRACTO / ABSTRACT

El presente proyecto analiza los parámetros de diseño vigentes en el Ecuador, para la construcción del nuevo auditorio de la ESPE, utilizando teoría matricial para el cálculo de estructuras como metodología principal de análisis. Para la construcción del nuevo auditorio, se consideran cuatro edificaciones en bloques individuales y dos cubiertas que contemplan la colocación de elementos estructurales curvos en el espacio, todos ellos analizados individualmente para las diferentes cargas externas, producto del lugar y materiales utilizados. En base a los resultados de la fase de análisis, se diseñaron los elementos que componen el nuevo auditorio, considerando la mejor alternativa que cumpla con los requerimientos de la Escuela Politécnica del Ejército, desde los puntos de vista: estructural y arquitectónico.

This project analyzes current design trends parameters applied in Ecuador, for the new ESPE auditorium building, using matrix theory in structures calculations as the main methodology. In order to build the auditorium, four block-shaped buildings and two roofs envisaging structural curved elements laying are considered, all of them individually analyzed for matching external loads, result from both place and materials used. Based on analysis phase results, new auditorium comprising elements were designed, taking into account the best option that fulfill ESPE requirements, from both structural, and architectural points of view.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el (los) Sr(s).
DAVID ANDRÉS TAMAYO URGILÉS Y JOSÉ LUIS GAIBOR NÚÑEZ como
requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Febrero del 2012

Fecha

ING. PABLO GÓMEZ ROSERO

ING. ANA HARO BÁEZ

REVISADO POR

ING. JORGE ZUÑIGA

DEDICATORIA

A Dios, quien me dio la fe, la fortaleza, la salud y la esperanza para terminar este proyecto.

A mi esposa, Adriana Silva, quien me brindó su amor, su cariño, su estímulo y su apoyo constante. La comprensión y paciente espera para que pudiera terminar el grado son evidencia de su gran amor. ¡Gracias gordita!

A mi adorada hija Alisson Camila quien me prestó el tiempo que le pertenecía y entre juegos me motivó siempre con su frase, "Te quiero mucho papito". ¡Gracias, mi muñequita!

A mis padres, Elsa y José quienes me enseñaron desde pequeño a trabajar duro para alcanzar mis metas. Mi triunfo es el de ustedes, ¡los amo!

A mis queridos hermanos, Marcelo, Diego y Alejandro con los que siempre he contado, gracias a la confianza que siempre nos hemos tenido.

DAVID ANDRÉS TAMAYO URGILÉS

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de culminación de mi carrera como símbolo de gratitud a todas las personas que me han apoyado durante todo el transcurso de mi formación académica, a quienes espero poder retribuir toda su dedicación y afecto: a mis padres Vicente y Noemí por quererme y brindarme todos sus consejos y vivencias, a mis hermanos Omar, Alejandro y Yorlenis que siempre estuvieron pendientes; a mi preciada tía Gladis por estar junto a mí y mi familia brindándome su apoyo incondicional y palabras de aliento, a Andrea García por toda su comprensión y apoyo, a mis docentes quienes se encargaron de prepararme académicamente cumpliendo sus labores con absoluta responsabilidad y profesionalismo.

JOSÉ LUIS GAIBOR NÚÑEZ

AGRADECIMIENTOS

A las dos personas más importantes en mi vida, a mi esposa Adriana y mi pequeña Camila. A Adriana por tu amor, paciencia, incondicional apoyo, lo cual ha sido mi fuerza para sacar adelante esta Tesis, además de tu constante motivación que me ha permitido luchar día a día para alcanzar este objetivo. Y a mi pequeña Camila porque en tus cortos cuatro años de vida me permites tener el motivo más grande para seguir adelante en este camino para lograr este objetivo.

A mis queridos padres Elsa y José por todo el amor y el apoyo que me han brindado a lo largo de toda mi vida, compartiendo mis emociones durante toda mi etapa estudiantil incentivándome a luchar por perseguir mis metas siempre conservando la ética y los valores que me enseñaron.

A mis hermanos Marcelo, Diego y Alejandro por brindarme la mano siempre que lo necesité.

A los ingenieros Pablo Gómez y Ana Haro por su apoyo y estar siempre prestos a compartir sus conocimientos y experiencias profesionales brindándome todas las facilidades para la consecución de este proyecto.

A mis suegros Marina y Medardo quienes cuidaron de mi hija mientras realizaba mis estudios, gracias por su apoyo.

A mis amigos por compartir mis alegrías y penas durante todos estos años, a los profesores de mí querida facultad que me compartieron sus conocimientos.

DAVID ANDRÉS TAMAYO URGILÉS

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer primeramente a Dios por las bendiciones, a mi familia por todo el apoyo recibido durante mi etapa académica, en especial a mis padres Vicente y Noemí, hermanos, tíos y todos aquellos que hicieron este sueño realidad especialmente para Andrea García, a quienes no pude dedicarles todo el tiempo que se merecen, y porque sin su ánimo y cariño jamás habría finalizado mi carrera universitaria.

A la Escuela Politécnica del Ejército, quien me ha permitido seguir creciendo en mi formación personal y profesional. A todos mis profesores, que aparte de impartirme sus conocimientos me formaron como persona, llegando a convertirse en mis grandes amigos, en especial al Sr. Ing. Pablo Gómez, Srta. Ing. Ana Haro, Sr. Ing. Eduardo Carrión, Srta. Ing. Verónica Rea, Sr. Ing. Estuardo Peñaherrera, Sr. Ing. Jorge Zúñiga, a los cuales les agradeceré eternamente; a todos mis amigos Néstor, Andrés, Jesús quienes me ayudaron durante este largo período, y a todas aquellas personas que me acompañaron durante esta hermosa aventura, a los cuales llevaré siempre en el corazón.....

JOSÉ LUIS GAIBOR NÚÑEZ

HOJA DE LEGALIZACION DE FIRMAS

ELABORADO POR

David Andrés Tamayo Urgilés

José Luis Gaibor Núñez

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Jorge Zúñiga

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISION Y REGISTRO

Ing. Fanny Cevallos

Lugar y fecha: Sangolquí 13 de febrero del 2012

DECLARACIÓN

Nosotros, David Andrés Tamayo Urgilés y José Luis Gaibor Núñez declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de esta declaración autorizamos la publicación del presente trabajo en la biblioteca virtual de la institución Escuela Politécnica del Ejército.

David Andrés Tamayo Urgilés

José Luis Gaibor Núñez

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN Y RESUMEN FUNDAMENTO TEÓRICO.-	1
1.1 Introducción.-.....	1
1.1.1 Descripción general del proyecto.-.....	1
1.1.1.1 Esquema de implantación.-	2
1.1.1.2 Panorámica arquitectónica.-	3
1.1.2 Área de influencia.-	3
1.1.3 Justificación.-	4
1.1.4 Objetivos generales.-	4
1.2 Fundamento teórico.-	4
1.2.1 Uso de los códigos de diseño vigentes.-.....	5
1.2.2 Fundamento teórico del acero estructural.-.....	7
1.2.2.1 Elementos planos.-	8
1.2.2.2 Consideraciones de diseño.-	10
1.2.3 Fundamento teórico del hormigón armado.-	11
1.2.3.1 Flexión en hormigón armado.-.....	12
1.2.3.2 Cortante en hormigón armado.-.....	14
1.2.3.3 Detalle de armado.-	16
1.2.3.4 Empalmes de varillas de acero.-.....	16
1.2.3.5 Anclajes.-.....	18
1.3 Resumen de temas.-	19
1.4 Referencias.-	20
Capítulo 2: PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA METÁLICA PARA LOS BLOQUES DEL NUEVO AUDITORIO.-	21
2.1 Descripción general de las normativas utilizadas.-.....	21
2.2 Geometría arquitectónica.-	22
2.2.1 Descripción interna Bloque Central.-	23
2.2.2 Descripción interna Bloque Alas.-	24
2.2.3 Descripción interna Bloque de Escenario Exterior.-	25
2.2.4 Descripción interna Bloque Escenario Auditorio.-	26

2.3	Distribución de nuevos elementos estructurales en el Nuevo Auditorio.-	26
2.4	Elementos estructurales.-	28
2.5	Estimación de cargas.-	29
2.5.1	Carga muerta.-	29
2.5.2	Carga viva.-	31
2.5.2.1	Bloque Central.-	31
2.5.2.2	Bloque de Alas.-	32
2.5.2.3	Bloque de Escenario Exterior.-	32
2.5.2.4	Bloque de Escenario Auditorio.-	33
2.6	Pre dimensionamiento de elementos estructurales.-	33
2.6.1	Pre dimensionamiento de columnas.-	33
2.6.1.1	Pre dimensionamiento de columnas de hormigón armado.-	36
2.6.2	Pre dimensionamiento de vigas.-	40
2.6.2.1	Pre dimensionamiento de vigas principales.-	40
2.6.3	Pre dimensionamiento de losa colaborante.-	44
2.7	Referencias.-	47
Capítulo 3: DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO		
VIGA Y COLUMNA TOMANDO COMO BASE EL BLOQUE DE ALAS		
		48
3.1	Cargas Sísmicas.-	48
3.1.1	Análisis Estático.-	49
3.1.2	Análisis Modal Espectral.-	51
3.2	Límites de la deriva de piso.-	56
3.3	Aceros estructurales.-	58
3.3.1	Método ASD.-	60
3.3.2	Método LRFD.-	60
3.4	Efectos de esbeltez.-	62
3.5	Diseño del elemento columna.-	63
3.5.1	Cálculo de la armadura longitudinal.-	69
3.5.2	Cálculo de la armadura transversal.-	72
3.6	Diseño del elemento viga.-	74
3.6.1	Análisis de resultados.-	84
3.7	Referencias.-	84

Capítulo 4: DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
“CUBIERTA DEL ESCENARIO”.-.....	85
4.1 Descripción general de la cubierta.-	85
4.1.1 Ubicación.-	85
4.1.2 Conformación de elementos.-	86
4.2 Aceros estructurales.-.....	88
4.2.1 Método de diseño LRFD.-	89
4.3 Carga muerta.-	91
4.4 Carga viva.-	92
4.5 Carga de viento.-	92
4.5.1 Normativas utilizadas.-.....	93
4.5.1.1 Clasificación según su importancia (Grupo A).-.....	95
4.5.1.2 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento (Tipo I).-	95
4.5.1.3 Categoría del terreno según su rugosidad.-.....	96
4.5.1.4 Dirección de análisis.-	96
4.5.1.5 Factor de topografía.-	97
4.5.2 Cálculo de cargas.-	97
4.5.2.1 Datos generales de la estructura.-.....	98
4.5.2.2 Método simplificado y estático para diseño por viento.-	98
4.5.3 Método alternativo de aplicación de la carga de viento a los modelos efectuados en SAP 2000 v12.-.....	103
4.6 Cargas sísmicas.-.....	104
4.6.1 Análisis estático.-	105
4.6.2 Análisis modal espectral.-	109
4.7 Diseño de elementos estructurales.-	110
4.7.1 Perfiles metálicos.-.....	110
4.7.1.1 Diseño a mano (cordón inferior).-	112
4.7.1.2 Análisis de resultados.-.....	121
4.7.2 Diseño de la losa de cubierta.-.....	122
4.7.3 Diseño de conectores de corte.-	129
4.7.3.1 Conectores de barra con cabeza.-.....	131
4.7.3.2 Recomendaciones de instalación.-	134
4.8 Referencias.-	135

Capítulo 5: DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

“CUBIERTA DEL ACCESO CENTRAL”.-	136
5.1 Descripción general de la cubierta.-	136
5.1.1 Ubicación.-	136
5.1.2 Conformación de elementos.-	137
5.2 Aceros estructurales.-	139
5.2.1 Método de diseño LRFD.-	140
5.3 Carga muerta.-	140
5.4 Carga viva.-	141
5.5 Carga de viento.-	141
5.5.1 Normativas utilizadas.-	141
5.5.1.1 Clasificación según su importancia (Grupo A).-	141
5.5.1.2 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento (Tipo I).-	142
5.5.1.3 Categoría del terreno según su rugosidad.-	142
5.5.1.4 Dirección de análisis.-	143
5.5.1.5 Factor de topografía.-	144
5.5.2 Cálculo de cargas.-	144
5.5.2.1 Datos generales de la estructura.-	145
5.5.2.2 Método simplificado y estático para diseño por viento.-	145
5.5.3 Método alternativo de aplicación de la carga de viento a los modelos efectuados en SAP 2000 v12.-	150
5.6 Cargas sísmicas.-	151
5.6.1 Análisis estático.-	151
5.6.2 Análisis modal espectral.-	153
5.7 Diseño de elementos estructurales.-	155
5.7.1 Perfiles metálicos.-	155
5.7.1.1 Diseño a mano (cordón inferior).-	156
5.7.1.2 Análisis de resultados.-	166
5.7.2 Diseño de la losa de cubierta.-	167
5.7.3 Diseño de conectores de corte.-	169
5.7.3.1 Conectores de barra con cabeza.-	170
5.8 Referencias.-	173

Capítulo 6: DISEÑO DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA CIMENTACIÓN PARA TODOS LOS BLOQUES DEL NUEVO AUDITORIO.-.....	174
6.1 Marco teórico.-	174
6.2 Diseño de la viga de cimentación.-	177
6.2.1 Diseño de la viga rectangular.-	180
6.2.1.1 Diseño de la armadura longitudinal en la viga rectangular.-.....	183
6.2.1.2 Diseño de la armadura de torsión en la viga rectangular.- ..	185
6.2.1.3 Diseño de la armadura de corte en la viga rectangular.-	187
6.2.2 Diseño de la sección de ala.-	189
6.2.2.1 Diseño de la armadura longitudinal en el ala.-.....	189
6.2.2.2 Diseño de la armadura transversal en el ala.-	191
6.3 Diseño de pedestales.-	192
6.3.1 Diseño de la armadura longitudinal en pedestales.-	193
6.3.2 Diseño de la armadura de corte en pedestales.-	198
6.4 Referencias.-.....	200

Capítulo 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

COMPLEMENTARIOS.-.....	201
7.1 Muros de sótano.-	201
7.1.1 Diseño a mano (muro de sótano).-	202
7.1.1.1 Diseño de la pantalla del muro de sótano.-.....	205
7.1.1.2 Diseño de la zapata del muro de sótano.-	206
7.2 Placas de asiento.-.....	210
7.2.1 Espesor placa base.-	213
7.2.2 Diseño y número de pernos en la placa de apoyo.-.....	224
7.2.2.1 Separación máxima entre pernos.-.....	224
7.2.3 Diseño de la longitud de anclaje de pernos.-	227
7.3 Soldadura de elementos estructurales.-.....	230
7.3.1 Generalidades.-	231
7.3.1.1 Ventajas de la soldadura.-	231
7.3.1.2 Tipos de soldadura.-.....	232
7.3.1.3 Símbolos de la soldadura.-	234
7.3.1.4 Resistencia de las soldaduras.-	235
7.3.1.5 Requisitos LRFD.-	235

7.3.2	Diseño de soldadura de filete.-	239
7.4	Referencias.-.....	245
Capítulo 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.-		246
8.1	Conclusiones.-	246
8.2	Recomendaciones.-	248

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla 1.1: Valores del factor β_1	13
---	----

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1: Resumen de elementos estructurales	28
Tabla 2.2: Carga muerta en vigas y columnas de todos los bloques	30
Tabla 2.3: Carga muerta en el acceso de gradas 1	30
Tabla 2.4: Carga muerta en el acceso de gradas 2	31
Tabla 2.5: Factor ϕ para refuerzo transversal	37
Tabla 2.6: Factor de compensación para refuerzo transversal	37
Tabla 2.7: Pre dimensionamiento de columnas	38
Tabla 2.8: Factor f para distintos niveles de piso	43
Tabla 2.9: Luces máximas de cálculo	45
Tabla 2.10: Propiedades geométricas de la placa colaborante	45
Tabla 2.11: Volumen de hormigón por encima de la placa colaborante	46

CAPÍTULO 3

Tabla 3.1: Valores máximos para deriva de piso en edificaciones	57
Tabla 3.2: Valores de la deriva de piso en el Bloque de Alas	58
Tabla 3.3: Detalle de tipo de acero estructural según ASTM	59
Tabla 3.4: Factores de resistencia para elementos en estructura metálica	61
Tabla 3.5: Solicitaciones de diseño para la columna analizada	69
Tabla 3.6: Armadura transversal para las diferentes secciones de columna ...	74
Tabla 3.7: Valores del factor ϕF_{cr}	76
Tabla 3.8: Ecuación para el cálculo de la relación ancho - espesor	81
Tabla 3.9: Ecuación para el cálculo de una sección compacta o no compacta	82

CAPÍTULO 4

Tabla 4.1: Detalle de tipo de acero estructural según ASTM	89
Tabla 4.2: Carga muerta en cerchas metálicas que componen la cubierta del escenario	91

Tabla 4.3: Carga muerta en el sector de volado en la cubierta del escenario ..	91
Tabla 4.4: Especificaciones del perfil metálico tipo tubo cuadrado y rectangular	92
Tabla 4.5: Categoría del terreno según su rugosidad	96
Tabla 4.6: Factor de direccionalidad	97
Tabla 4.7: Datos para el diseño por cargas de viento	98
Tabla 4.8: Factor de importancia I para cargas de viento	99
Tabla 4.9: Valores en base a la altura del factor F_c	100
Tabla 4.10: Datos de la geometría de la cubierta.....	102
Tabla 4.11: Cálculo del factor C_p para cubiertas en forma de arco	103
Tabla 4.12: Detalle del tipo de perfil metálico.....	111
Tabla 4.13: Valores del factor ϕF_{cr} para $f_y = 50\text{ksi}$	114
Tabla 4.14: Ecuación para el cálculo de la relación ancho - espesor.....	119
Tabla 4.15: Ecuación para el cálculo de una sección compacta o no compacta.....	119
Tabla 4.16: Altura mínima de losas o vigas en una dirección cuando no se calculan deflexiones	122
Tabla 4.17: Longitudes críticas de elementos en la cercha metálica 4	123
Tabla 4.18: Máximas deflexiones permisibles calculadas en losas.....	129

CAPÍTULO 5

Tabla 5.1: Detalle de tipo de acero estructural según ASTM	139
Tabla 5.2: Carga muerta en la estructura que compone la cubierta del acceso central	140
Tabla 5.3: Especificaciones del perfil metálico tipo tubo cuadrado y rectangular	140
Tabla 5.4: Categoría del terreno según su rugosidad	143
Tabla 5.5: Factor de direccionalidad	144
Tabla 5.6: Datos para el diseño por cargas de viento	145
Tabla 5.7: Factor de importancia I para cargas de viento	146
Tabla 5.8: Valores en base a la altura del factor F_c	147
Tabla 5.9: Datos de la geometría de la cubierta.....	149
Tabla 5.10: Valores del factor C_p para cubiertas en forma de arco	150
Tabla 5.11: Detalle del tipo de perfil metálico.....	156

Tabla 5.12: Valores del factor ϕF_{cr} , para $f_y = 36$ ksi.....	159
Tabla 5.13: Ecuación para el cálculo de la relación ancho - espesor.....	164
Tabla 5.14: Ecuación para el cálculo de una sección compacta o no compacta.....	164
Tabla 5.15: Luces máximas de cálculo	168
Tabla 5.16: Propiedades geométricas de la sección	168
Tabla 5.17: Volumen de hormigón en la sección.....	169

CAPÍTULO 6

Tabla 6.1: Módulos del suelo para el diseño	179
Tabla 6.2: Diseño de la armadura longitudinal en pedestales	197
Tabla 6.3: Cargas resistentes por las secciones de pedestales.....	198

CAPÍTULO 7

Tabla 7.1: Módulos del suelo para el diseño	204
Tabla 7.2: Carga muerta en el diseño de la zapata.....	206
Tabla 7.3: Detalle de tipo de acero estructural según ASTM	212
Tabla 7.4: Cuadro de cargas en la fase final de la cubierta del escenario	216
Tabla 7.5: Distancias mínimas a bordes [a] pulg. (Centro del agujero estándar [b] al borde de la parte conectada).....	219
Tabla 7.6: Valores del incremento C_2 para distancias al borde de agujeros agrandados	220
Tabla 7.7: Dimensiones de la unión en el apoyo 1, placa de asiento-cercha metálica.....	221
Tabla 7.8: Dimensiones finales de la placa de asiento en el apoyo 1	223
Tabla 7.9: Especificaciones para pernos de anclaje en la placa de apoyo	224
Tabla 7.10: Resistencia de diseño en tipos de soldadura	236
Tabla 7.11: Tamaños mínimos de garganta para soldaduras de filete.....	237
Tabla 7.12: Propiedades de electrodos utilizados en soldadura de filete.....	241
Tabla 7.13: Diseño de soldaduras tipo filete en los elementos de unión en la cubierta del escenario	244

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1: Esquema de implantación de la ESPE	2
Figura 1.2: Esquema arquitectónico del Nuevo Auditorio de la ESPE	3
Figura 1.3: Tipos de perfiles laminados en frío.....	9
Figura 1.4: Gráfica esfuerzo – deformación en estructura metálica	11
Figura 1.5: Bloque equivalente de Whitney	13
Figura 1.6: Ancho resistente al cortante para diferentes secciones transversales	15
Figura 1.7: Detalle constructivo del traslape para armadura	17
Figura 1.8: Funcionamiento del traslape de varillas	18
Figura 1.9: Detalle del anclaje por desarrollo en la varilla	18
Figura 1.10: Detalle del anclaje mecánico en la varilla.....	19

CAPÍTULO 2

Figura 2.1: Ubicación del ambiente Bloque Central	23
Figura 2.2: Ubicación de los ambientes Alas.....	24
Figura 2.3: Ubicación del ambiente Escenario Exterior.....	25
Figura 2.4: Ubicación del ambiente Escenario Auditorio	26
Figura 2.5: Ubicación de nuevas columnas en el Bloque Central	27
Figura 2.6: Ubicación de nuevas columnas en el Bloque de Alas	28
Figura 2.7: Disminución del esfuerzo según la esbeltez de la columna	35
Figura 2.8: Columna tipo zuncho.....	35
Figura 2.9: Columna tipo estribo	35
Figura 2.10: Columna tipo mixta (acero estructural – hormigón).....	36
Figura 2.11: Colocación de viguetas sobre la viga principal.....	40
Figura 2.12: Diagrama de momento en la condición de empotramiento perfecto	41
Figura 2.13: Diagrama de momento en la condición simplemente apoyado ...	42
Figura 2.14: Vista transversal de una losa con placa colaborante	44
Figura 2.15: Especificaciones geométricas de la placa kubilosa.....	45
Figura 2.16: Detalle sección transversal de la losa de entrepiso.....	46

CAPÍTULO 3

Figura 3.1: Espectro elástico que presenta el CEC-2002 para el sismo de diseño.....	52
Figura 3.2: Vista del Bloque Central.....	53
Figura 3.3: Espectro inelástico de diseño para el Bloque Central.....	53
Figura 3.4: Espectro inelástico de diseño para el sector del volado en el Bloque Central.....	54
Figura 3.5: Vista del Bloque de Alas.....	54
Figura 3.6: Espectro inelástico para el Bloque de Alas.....	55
Figura 3.7: Espectro inelástico para el sector del volado en el Bloque de Alas.....	55
Figura 3.8: Vista del Bloque de Escenario Exterior.....	56
Figura 3.9: Espectro inelástico para el Bloque de Escenario Exterior.....	56
Figura 3.10: Ubicación de la columna analizada.....	63
Figura 3.11: Elementos que confluyen a la columna analizada.....	64
Figura 3.12: Propiedades geométricas de la viga 1 y 2.....	65
Figura 3.13: Propiedades geométricas de la viga 3 y 4.....	65
Figura 3.14: Nomograma de cálculo para estructuras no arriostradas.....	68
Figura 3.15: Diagrama de interacción para columna zunchada.....	71
Figura 3.16: Ubicación de la viga analizada.....	75
Figura 3.17: Propiedades geométricas de la viga analizada.....	76
Figura 3.18: Valores del factor de modificación C_m	79
Figura 3.19: Dimensiones de la sección analizada.....	80

CAPÍTULO 4

Figura 4.1: Esquema de ubicación de la cubierta del escenario en el Nuevo Auditorio.....	86
Figura 4.2: Ubicación de elementos estructurales en la cubierta.....	87
Figura 4.3: Visualización de la losa de cubierta.....	88
Figura 4.4: Presiones de viento sobre la estructura.....	94
Figura 4.5: Sectores característicos en una cubierta en arco.....	102
Figura 4.6: Ventana para cálculo de la carga de viento según norma ASCE.....	104
Figura 4.7: Ventana para cálculo de la carga de sismo estático.....	107
Figura 4.8: Visualización del área de volado en la cubierta del escenario.....	108

Figura 4.9: Espectro elástico que presenta el CEC-2002 para el sismo de diseño	109
Figura 4.10: Espectro inelástico utilizado para el diseño de la cubierta	110
Figura 4.11: Visualización espacial de la cercha metálica 1	112
Figura 4.12: Pantalla de visualización de propiedades geométricas del perfil	113
Figura 4.13: Valores del factor de modificación C_m	116
Figura 4.14: Dimensiones de la sección analizada	118
Figura 4.15: Visualización del vano más crítico en la losa de cubierta.....	123
Figura 4.16: Cálculo de momentos para los diferentes vanos de la cubierta	124
Figura 4.17: Cálculo del momento positivo en el primer vano	124
Figura 4.18: Deflexiones en la losa de la cubierta del escenario.....	128
Figura 4.19: Vista transversal de una sección de losa compuesta.....	130
Figura 4.20: Tipos de conectores de cortante	131

CAPÍTULO 5

Figura 5.1: Esquema de ubicación de la cubierta del acceso central.....	137
Figura 5.2: Ubicación de elementos estructurales en la cubierta del acceso central	138
Figura 5.3: Visualización de la losa de cubierta	138
Figura 5.4: Sectores característicos en una cubierta en arco.....	149
Figura 5.5: Ventana para cálculo de la carga de sismo estático	153
Figura 5.6: Espectro elástico que presenta el CEC-2002 para el sismo de diseño.....	154
Figura 5.7: Espectro inelástico utilizado para el diseño de la cubierta	155
Figura 5.8: Elemento analizado en la cubierta del acceso central.....	157
Figura 5.9: Pantalla de visualización de las propiedades geométricas del perfil	158
Figura 5.10: Valores del factor de modificación C_m	161
Figura 5.11: Dimensiones de la sección analizada	163
Figura 5.12: Visualización del vano más crítico de la cubierta	167
Figura 5.13: Especificaciones geométricas de la sección kubilosa	168
Figura 5.14: Detalle de la sección transversal de la cubierta del acceso central	169

CAPÍTULO 6

Figura 6.1: Esquema de una cimentación para columnas tipo plinto aislado	175
Figura 6.2: Esquema de un elemento tipo viga de cimentación	175
Figura 6.3: Esquema de deflexiones existentes en una viga de cimentación	177
Figura 6.4: Ubicación de la viga de cimentación analizada en el Bloque de Alas	177
Figura 6.5: Sección transversal de la viga de cimentación analizada	178
Figura 6.6: Esquema descriptivo de la viga rectangular y la sección del ala	180
Figura 6.7: Solicitaciones de carga en la viga de cimentación	180
Figura 6.8: Pantalla para el modelamiento de resortes asemejando la acción del suelo	181
Figura 6.9: Diagrama de momentos para la viga de cimentación.....	183
Figura 6.10: Armadura de refuerzo por flexión en la viga de cimentación.....	184
Figura 6.11: Detalle de una sección tipo abierta y tipo cerrada para torsión..	186
Figura 6.12: Armadura de refuerzo por torsión en la viga de cimentación	186
Figura 6.13: Esfuerzo del suelo sobre la viga de cimentación	189
Figura 6.14: Ubicación de toda la armadura en la viga de cimentación analizada	192
Figura 6.15: Ubicación del pedestal en la viga de cimentación	194
Figura 6.16: Diagrama de interacción para la armadura longitudinal en pedestales	195
Figura 6.17: Ubicación de toda la armadura de refuerzo en el pedestal	200

CAPÍTULO 7

Figura 7.1: Vista perfil topográfico del terreno en el lugar de implantación del Nuevo Auditorio	201
Figura 7.2: Visualización de elementos tipo Shell para la conformación de muros en el bloque de Escenario Exterior	202
Figura 7.3: Corte transversal del muro de sótano analizado	203
Figura 7.4: Vista reacciones actuantes sobre el muro de sótano	208
Figura 7.5: Vista apoyos en la cubierta del escenario	211
Figura 7.6: Vista apoyos en la cubierta del acceso central	211
Figura 7.7: Numeración de los apoyos en la cubierta del escenario	215

Figura 7.8: Esquema descriptivo de la placa utilizada como artificio de cálculo	218
Figura 7.9: Dimensiones finales de la placa de asiento para el apoyo 1	221
Figura 7.10: Ubicación de los pernos de anclaje en la placa de asiento	227
Figura 7.11: Captura de pantalla hoja electrónica para el cálculo de anclajes	229
Figura 7.12: Soldaduras de tipo estructural.....	233
Figura 7.13: Método AWS de identificación de soldaduras	234
Figura 7.14: Ejemplos de nomenclatura en el diseño de soldaduras tipo filete.....	235
Figura 7.15: Junta crítica para el diseño de soldadura.....	240
Figura 7.16: Esquema de perfilería unida mediante soldadura	240
Figura 7.17: Ubicación de las placas de refuerzo.....	243

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y RESUMEN FUNDAMENTO

TEÓRICO

En el presente capítulo se describen los antecedentes, área de influencia, justificación y objetivos generales para la ejecución del proyecto.

El diseño tanto en estructura metálica como en hormigón armado tiene un fundamento teórico muy extenso; sin embargo a lo largo de este capítulo se resaltarán los aspectos técnicos fundamentales para el diseño correspondiente con las normas vigentes nacionales e internacionales.

1.1 Introducción.- A continuación se señala los aspectos relevantes en del proyecto del Nuevo Auditorio ubicado en el campus Sangolquí de la Escuela Politécnica del Ejército.

1.1.1 Descripción general del proyecto.- El actual auditorio de la Escuela Politécnica del Ejército cuenta con sus instalaciones dentro del bloque central, lo cual dificulta de gran manera la movilidad dentro del mismo, por ello es necesaria la construcción de un nuevo auditorio mucho más amplio ya que el actual cuenta con área aproximada de 180m^2 , además de un diseño innovador y único, una arquitectura llamativa que brinde todas las seguridades necesarias y se convierta en una obra ícono de la ingeniería tanto local como nacional.

El área de construcción aproximada del proyecto Nuevo Auditorio es de 5000m^2 , los mismos que incluyen una serie de servicios varios, espacios de

aulas de uso comunitario junto con un espacio suficiente para albergar un área abierta de 1000m².

1.1.1.1 Esquema de implantación.- En la figura 1.1 se visualiza el sitio donde será implantado el Nuevo Auditorio de la Escuela Politécnica del Ejército.

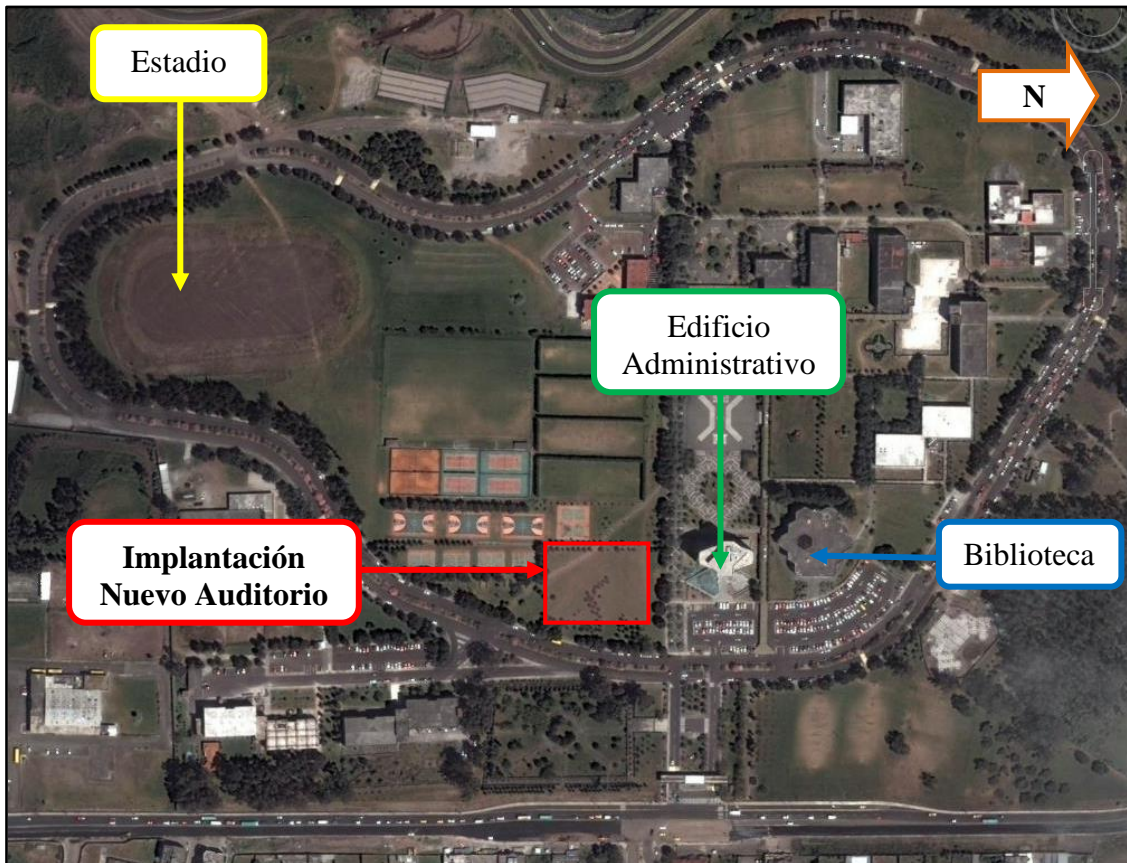
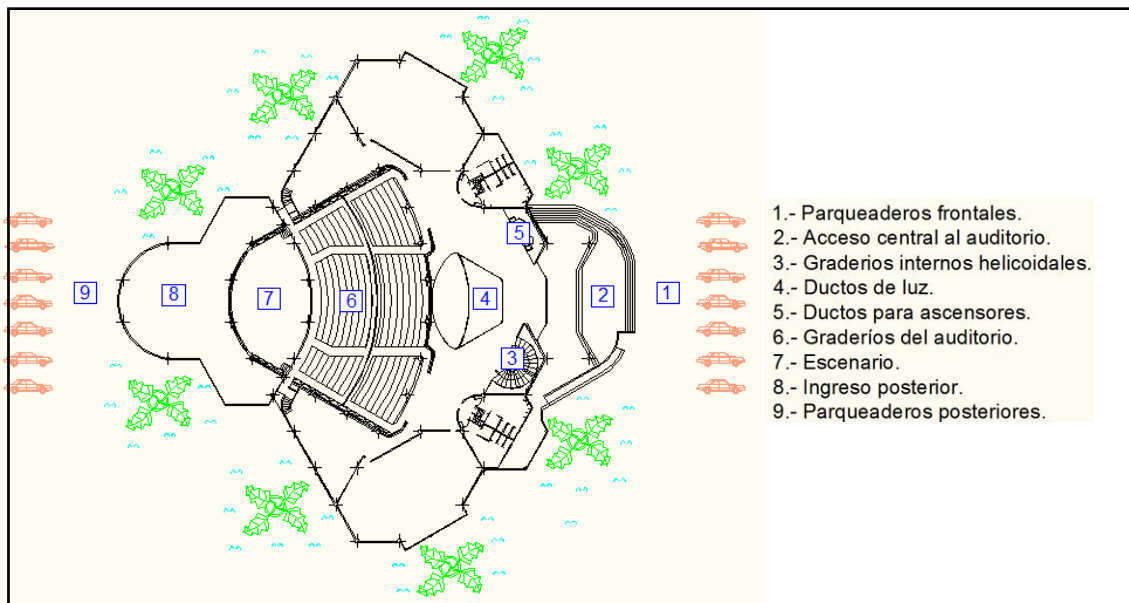


Figura 1.1: (Esquema de implantación de la ESPE)

El auditorio se diseñará para albergar a 1300 personas en 2 plateas, que se distribuyen de la siguiente forma: 900 personas en la platea baja y 400 personas en la platea alta. En la parte frontal, el auditorio contará con un espacio para albergar 130 parqueaderos, cabe mencionar que la Escuela Politécnica del Ejército actualmente cuenta con 1500 parqueaderos alrededor de todo el campus los mismos que serán utilizados en la celebración de un

evento. Los elementos de relleno, entrepisos y cubierta serán diseñados en base a las solicitudes técnicas para un adecuado funcionamiento de la acústica del auditorio.

1.1.1.2 Panorámica arquitectónica.- En la figura 1.2 se visualiza los sectores característicos en el proyecto de Nuevo Auditorio de la ESPE.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 1.2: (Esquema arquitectónico del Nuevo Auditorio de la ESPE)

1.1.2 Área de Influencia.- Los principales benefactores de la investigación de este Proyecto de Grado serán los alumnos, profesores y profesionales que son parte de la Escuela Politécnica del Ejército, en razón a que todos los análisis realizados en el desarrollo de este proyecto sirven para contar con un espacio físico más amplio que lo proporcionado por el antiguo auditorio.

1.1.3 Justificación.- El propósito es construir un Auditorio amplio y arquitectónicamente moderno que cumpla con los requerimientos que demanda la Escuela Politécnica del Ejército actualmente, además se busca que se realicen actividades y eventos de gran envergadura por parte de empresas nacionales e internacionales, o personas naturales accesibles para toda la comunidad. Por las razones mencionadas, es necesario realizar el estudio del Nuevo Auditorio de la ESPE que cumpla con las necesidades de los alumnos y población en general.

1.1.4 Objetivos generales.-

- a) Realizar el diseño estructural del nuevo Auditorio de la Escuela Politécnica del Ejército.
- b) Revisar y estudiar a profundidad el proyecto arquitectónico del nuevo Auditorio.
- c) Revisar y estudiar a profundidad el estudio de suelos del sitio donde se construirá el Nuevo Auditorio.
- d) Realizar el análisis estructural del Nuevo Auditorio mediante programas computacionales (hojas electrónicas de Excel y SAP 2000 v12).

1.2 Fundamento teórico.- El diseño será efectuado con elementos estructurales en su mayoría de acero estructural, y elementos como por ejemplo cimentación y columnas en hormigón armado, por ello es necesario conocer ampliamente qué ventajas nos ofrecen este tipo de materiales.

Se considera que debe existir un conocimiento pleno sobre las diversas tipologías estructurales que pueden emplearse para el diseño, por lo que consideramos necesario llegar a una conciencia sobre la eficiencia de los materiales empleados en la construcción.

El acero estructural y el hormigón son los materiales más comunes utilizados en la rama de la construcción, sus características son fundamentales para la construcción de obras civiles y el conocimiento de sus propiedades físico-mecánicas es clave para el óptimo diseño, en los campos estructural y económico.

El hormigón es el material más utilizado, pero así mismo es necesario conocer sus desventajas de tipo estructural y económico, para analizar sus beneficios y de esta manera enfocar el uso de otro tipo de materiales como es el acero estructural.

1.2.1 Uso de los códigos de diseño vigentes.- La metodología de análisis para el diseño estructural del Nuevo Auditorio será utilizando el programa de diseño estructural SAP 2000 v12, el mismo que utiliza métodos matriciales para el cálculo de estructuras.

La metodología de diseño se lo hará en base a códigos establecidos, en el caso del análisis del Nuevo Auditorio se utilizarán para elementos de hormigón armado el ACI 318-08¹, y para elementos de acero estructural el AISC 1997 LRFD (última resistencia).²

¹ ACI 318-08, (2008), Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario, American Concrete Institute.

² Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design (Manual de la Construcción en Acero. Diseño por Factores de Carga y Resistencia), American Institute of Steel Construction, 2da. Edición, Chicago AISC, 1994.

El CEC-2001³ se debe considerar como una norma de requisitos mínimos, cuya función primordial es velar por la seguridad del público y su objetivo es evitar las fallas principales en la construcción, las cuales ocasionan pérdidas de vidas y de propiedades.

El CEC-2001 para estructuras conformadas por vigas y columnas EVC, sin muros de corte, recomienda un valor de $R = 10$, pero se indica que las combinaciones de carga deben ser las detalladas en las ecuaciones 1.1, 1.2 y 1.3.

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad \text{(ecuación 1.1)}$$

$$U = 1.05 D + 1.28 L \pm 1.40 E \quad \text{(ecuación 1.2)}$$

$$U = 0.90 D \pm 1.43 E \quad \text{(ecuación 1.3)}$$

Donde D , L , E son los estados de carga muerta, viva y sísmica respectivamente. Lo importante es notar que las fuerzas y los momentos debidos al estado de carga sísmico deben ser mayorados por 1.4 en la segunda combinación y por 1.43 en la tercera combinación. Esto se debe a que el espectro del CEC-2001 es a nivel de servicio.

La norma NSR-10⁴ prescribe un valor de $R = 7$ para estructuras EVC pero en las combinaciones de carga que se indican en las ecuaciones 1.4 y 1.5.

$$U = 1.05 D + 1.28 L \pm 1.0 E \quad \text{(ecuación 1.4)}$$

$$U = 0.90 D \pm 1.0 E \quad \text{(ecuación 1.5)}$$

No se mayor la acción sísmica debido a que su espectro es de cargas factoradas o cargas últimas.

³ CEC-2001, (2001), Código Ecuatoriano de la Construcción, Instituto Ecuatoriano de Normalización.

⁴ NSR-10, (2010), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Bogotá D.C. Colombia, 2010.

A nivel de espectro último, el valor de R estipulado en el CEC-2001 es de 7, cantidad que se halla dividiendo 10 para 1.43. De tal manera que los valores de R para estructuras EVC del CEC-2001 y de la NSR-10 son los mismos, lo que difiere son las combinaciones de carga.

El valor de $R = 7$ de la normativa NSR-10 para estructuras EVC corresponde a una disipación de energía especial, en otras palabras corresponde a estructuras que tienen una gran ductilidad y que van a disipar mucha energía ante el sismo del código. Por lo tanto se trata de estructuras con gran detallamiento sísmico que van a cumplir todos los requerimientos del ACI 318-08. Si no se piensa cumplir con lo estipulado en el código en el diseño del refuerzo habrá que pensar en disminuir el valor de R.

1.2.2 Fundamento teórico del acero estructural.- La utilización de estructuras de lámina delgada de acero doblada en frío se ha acrecentado en los últimos años. En nuestro país, la lámina delgada tiene un amplio uso en estructuras sometidas a cargas ligeras con luces medianas y grandes como pórticos y cubiertas de coliseos, piscinas, hangares, fábricas y talleres, y en estructuras moderadas y luces pequeñas y medianas, como viviendas.

Los espesores de lámina inferiores a 2 milímetros, corresponde a perfiles no estructurales, siendo recomendable la utilización de perfiles de al menos 3 milímetros.

Se lo elige por sus ventajas en plazos de obra, relación costo de mano de obra, costo de materiales, financiación entre otros.

Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero. Esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir grandes luces y cargas importantes.

Al ser sus piezas prefabricadas, y con medios de unión de gran flexibilidad, se acortan los plazos de obra significativamente.

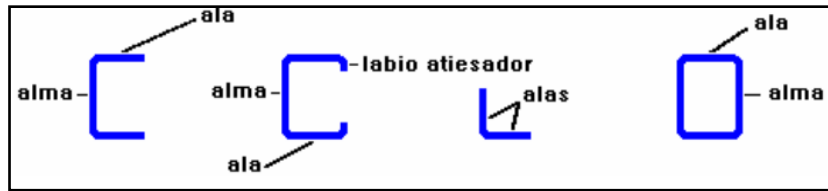
La estructura característica es la de entramados con nudos articulados, con simplemente apoyadas o continuas, con complementos singulares de celosía para arriostrar el conjunto.

En algunos casos particulares se emplean esquemas de nudos rígidos, pues la reducción de material conlleva un mayor coste unitario y plazos y controles de ejecución más amplios. Las soluciones de nudos rígidos cada vez van empleándose más conforme la tecnificación avanza, y el empleo de tornillería para uniones, combinados a veces con resinas.

Estas estructuras cumplen con los mismos condicionantes que las estructuras de hormigón, es decir, que deben estar diseñadas para resistir acciones verticales y horizontales.

En el caso de estructuras de nudos rígidos, situación no muy frecuente, las soluciones generales a fin de resistir las cargas horizontales, serán las mismas que para estructuras de hormigón armado.

1.2.2.1 Elementos planos.- Los perfiles doblados en frío están compuestos por sectores planos que reciben el nombre de elementos planos. Los elementos verticales planos se suelen identificar como almas del perfil y los elementos horizontales planos se identifican como alas.



FUENTE: (ROMO MARCELO, p. 9) [1]

Figura 1.3: (Tipos de perfiles laminados en frío)

Pero si se trata de estructuras articuladas, el caso normal en estructuras metálicas, se hace necesario rigidizar la estructura a través de triangulaciones llamadas también cruces de San Andrés, o empleando pantallas adicionales de hormigón armado.

Las barras de las estructuras metálicas trabajan a diferentes esfuerzos de compresión y flexión.

La construcción en perfilería metálica cuenta con ventajas en la construcción de obras civiles como son las siguientes:

1. Ejecución de construcciones a realizar en tiempos reducidos de ejecución.
2. Ejecución de construcciones en zonas muy congestionadas como centros urbanos o industriales en los que se prevean accesos y acopios dificultosos.
3. Construcción de edificios con probabilidad de crecimiento y cambios de función o de cargas.
4. Construcción de edificios en terrenos deficientes donde son previsibles asentamientos diferenciales apreciables; en estos casos se prefiere los entramados con nudos articulados.
5. Construcciones donde existen grandes espacios libres, por ejemplo: locales públicos y salones.
6. Fácil conexión a través de remaches, soldadura o pernos.

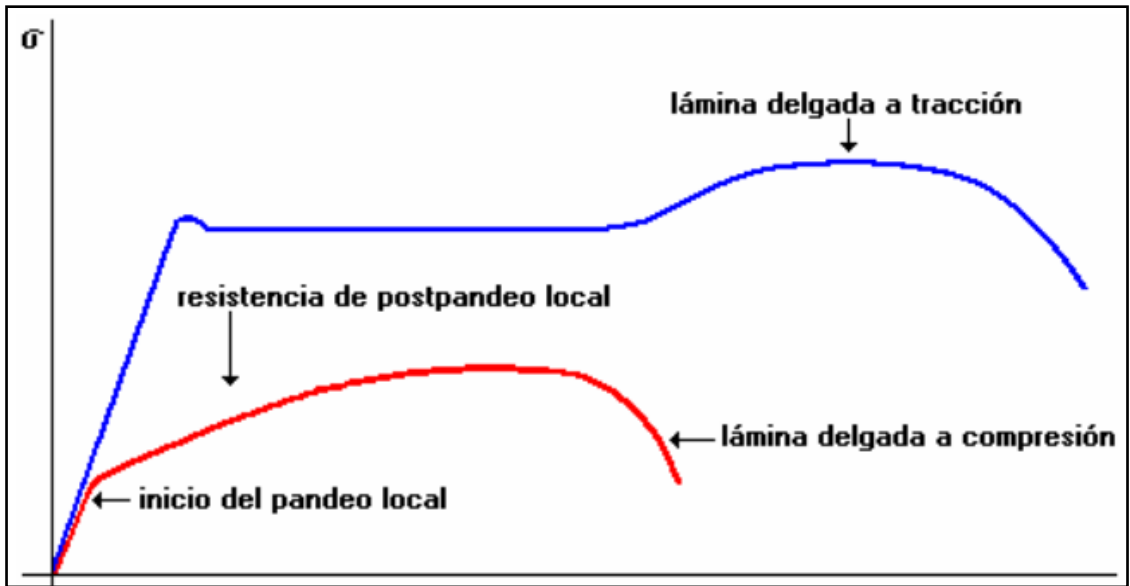
7. Por tratarse de un proceso industrializado en serie, su fabricación se lo hace con un alto control de calidad.

Así mismo el acero estructural cuenta con limitaciones importantes que deben ser tomadas en cuenta:

1. Necesidad de un mantenimiento permanente a la corrosión con el objeto de que la estructura perdure.
2. En caso de incendio, el calor se propaga rápidamente sobre la estructura disminuyendo su resistencia.
3. Por la utilización de perfiles esbeltos, los elementos son propensos a pandeo elástico en la edificación.

1.2.2.2 Consideraciones de diseño.- Los perfiles de lámina delgada de acero doblada en frío, introducen factores especiales, adicionales a los que suelen ser considerados en el diseño de estructuras metálicas tradicionales.

A diferencia de los perfiles metálicos laminados en caliente, los perfiles de lámina delgada pandean localmente bajo cargas de compresión de poca intensidad. El pandeo local no es un pandeo colapsivo es decir no conduce a la falla inmediata de la estructura pero definitivamente si reduce la capacidad resistente máxima de los miembros metálicos.



FUENTE: (ROMO MARCELO, p. 4) [1]

Figura 1.4: (Gráfica esfuerzo-deformación en estructura metálica)

En el diseño de los miembros a compresión se introduce un factor de forma que condensa una reducción de la sección transversal y una disminución de los esfuerzos máximos admisibles, al tomar en cuenta el pandeo local de los miembros. El valor del factor de forma es una medida de la reducción de la capacidad de un perfil debido al efecto exclusivo del pandeo local.

Otro aspecto importante de los perfiles de lámina delgada es que generalmente constituyen secciones abiertas, lo que implica un comportamiento poco adecuado ante las cargas torsionales, redundando en la posibilidad de que se produzcan problemas de pandeo torsional del miembro, aún en el caso de que no existan sollicitaciones torsionales directas.

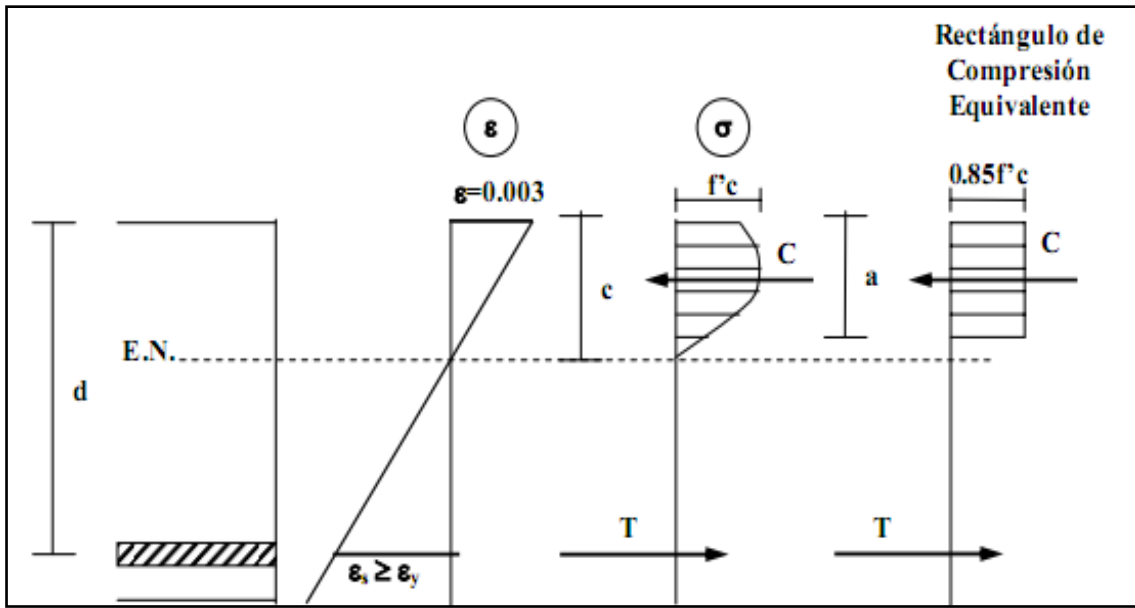
1.2.3 Fundamento teórico del hormigón armado.- El primer material y principal componente de las estructuras de hormigón armado es el concreto que se compone de una mezcla de cemento, arena, piedra y agua en medidas proporcionales y establecidas de acuerdo al grado de resistencia que se

persigue. La propiedad más importante de esta mezcla es su resistencia a la compresión (capacidad de un material para resistir esfuerzos que tienden a deformarlo), a la flexión (capacidad de un material para resistir esfuerzos que tienden a deformarlo, doblándolo), con la característica adicional de poseer poca tracción; asimismo combinado con refuerzos de acero adquiere propiedades anti cortantes.

La principal característica estructural del hormigón es resistir muy bien los esfuerzos de compresión. Sin embargo, tanto su resistencia a tracción como al esfuerzo cortante son relativamente bajas, por lo cual se debe utilizar en situaciones donde las solicitaciones por tracción o cortante sean muy bajas.

En los elementos estructurales tales como vigas, columnas y los diferentes tipos de cimentación, es posible apreciar dos tipos de armadura: La armadura principal o de flexión que se caracteriza por barras alargadas de acero colocadas a lo largo del elemento, y la armadura secundaria o de corte que se coloca en forma de estribos en la sección transversal del elemento. Además existe una armadura que se coloca para solventar los problemas generados por la torsión.

1.2.3.1 Flexión en hormigón armado.- Debido a los aspectos complejos que puede sobrellevar el análisis de la zona comprimida del hormigón debido a la flexión. Las investigaciones del Dr. Whitney en este campo propone el modelo de un bloque rectangular de compresión cuya área sea equivalente a lo que equivaldría la curva real.



FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 107) [2]

Figura 1.5: (Bloque equivalente de Whitney)

La altura del bloque de compresión (figura 1.5) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = \beta_1 * c \quad (\text{ecuación 1.6})$$

Los valores del factor β_1 se obtienen en base a la resistencia del hormigón, detallado en la tabla 1.1.

Tabla 1.1: (Valores del factor β_1)

Resistencia del hormigón $f'c$ (kg/cm^2)	β_1
210	0.85
280	0.85
350	0.80
420	0.75
490	0.70
≥ 560	0.65

FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 107) [2]

El momento nominal es igual a la magnitud de la resultante de compresión o tracción multiplicada por el brazo de palanca ($d - a/2$).

$$Mn = T * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{ecuación 1.7})$$

$$Mu = \phi * Mn \quad (\text{ecuación 1.8})$$

Llevando a cabo varios reemplazos y operaciones algebraicas, se llega a la ecuación siguiente:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right] \quad (\text{ecuación 1.9})$$

1.2.3.2 Cortante en hormigón armado.- Las fuerzas externas generadas en el elemento estructural deben ser resistidas o compensadas por fuerzas internas. La fuerza a cortante nominal para el cálculo del refuerzo transversal en los elementos estructurales de hormigón armado es el valor obtenido por la siguiente ecuación:

$$Vn = Vc + Vs \quad (\text{ecuación 1.10})$$

Donde:

- V_n : capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado
- V_c : capacidad resistente a corte del hormigón simple
- V_s : capacidad resistente a corte del acero de refuerzo

Como consecuencia, la capacidad resistente última a cortante viene dada por la siguiente expresión:

$$Vu = \phi * Vn \quad (\text{ecuación 1.11})$$

Donde:

V_u : sollicitación última de cortante

V_n : capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

ϕ : factor de reducción de capacidad a cortante cuyo valor para el CEC 2001 y el ACI 2002 es de 0.85

Para el caso de secciones rectangulares, secciones T, secciones L y secciones I, el código ACI 318-08 y el CEC-2001 establecen el esfuerzo cortante como lo que se expresa en la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{b_w * d} \quad (\text{ecuación 1.12})$$

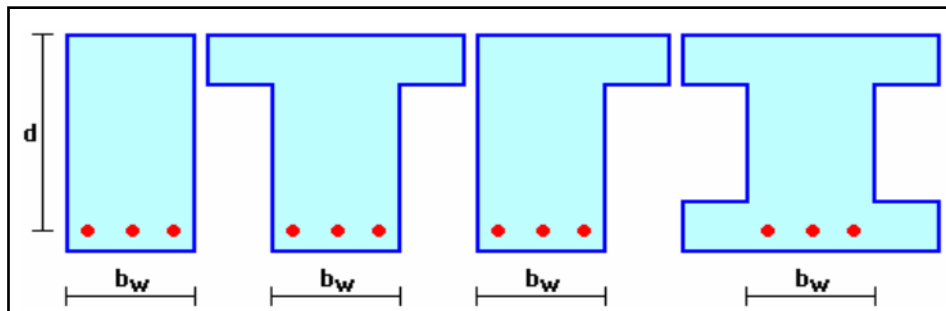
Donde:

v : esfuerzo cortante referencial promedio

V : fuerza cortante

b_w : ancho del alma resistente al cortante

d : distancia desde el centriodo del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión



FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 203) [2]

Figura 1.6: (Ancho resistente al cortante para diferentes secciones transversales)

El esfuerzo en el nivel máximo que puede resistir el hormigón ante una fuerza cortante dada es el resultado de la siguiente expresión:

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f_c} \quad (\text{ecuación 1.13})$$

Donde:

f_c : resistencia característica del hormigón a compresión en Kg/cm^2

v_c : esfuerzo máximo resistente a cortante del hormigón en Kg/cm^2

La fuerza cortante que no puede ser absorbida por el hormigón, debe ser resistida por el refuerzo de acero transversal (estribos) colocado en el interior del hormigón.

Para el cálculo de dicha armadura de refuerzo, se procede a la solución de la ecuación 1.14.

$$V_s = n * A_v * f_y \quad (\text{ecuación 1.14})$$

Donde:

- V_s : Fuerza cortante absorbida por los estribos
 n : Número de estribos que cortan a la fisura
 A_v : Sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura (2 veces la sección transversal de la varilla)
 F_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

El número de estribos que cortan a la fisura se puede calcular en base a su espaciamiento.

$$n = \frac{d}{s}$$

Donde:

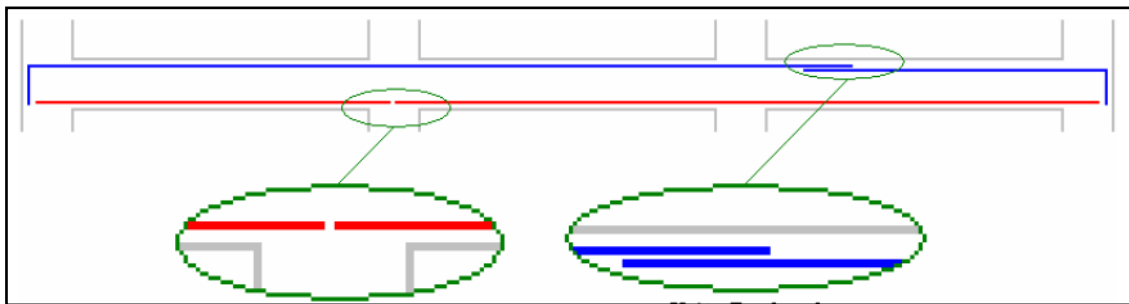
- d : altura efectiva de la viga
 s : espaciamiento longitudinal de los estribos que cortan la fisura

1.2.3.3 Detalle de armado.- Para lograr el funcionamiento integrado del hormigón con el acero es necesario que se generen fuerzas de adherencia en la superficie de contacto de los dos materiales.

Son las fuerzas de adherencia el mecanismo básico de transferencia de las solicitaciones que actúan desde el hormigón hacia el acero de refuerzo, y desde el acero de refuerzo hacia el hormigón.

1.2.3.4 Empalmes de varillas de acero.- Mientras el hormigón, por su consistencia plástica en estado fresco, puede tener las dimensiones continuas que el diseño

estructural requiera, las dimensiones longitudinales comerciales de las barras de acero pueden ser insuficientes para cubrir las necesidades de los elementos estructurales. En dichos casos será necesario empalmar algunas varillas o algunos segmentos de varillas, colocados de manera continua para asegurar el comportamiento de cada sección de los elementos estructurales.

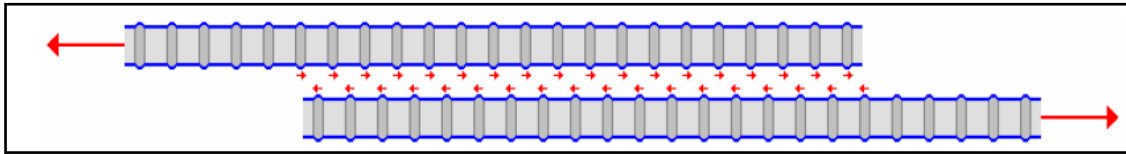


FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 73) [2]

Figura 1.7: (Detalle constructivo del traslape para armadura)

La discontinuidad del acero del refuerzo puede atentar contra la capacidad resistente de la estructura, por lo que se requeriría de algún mecanismo de transferencia de los esfuerzos de una varilla hacia la varilla de continuidad geométrica. En caso de ser necesaria esa transferencia, se puede recurrir a varillas traslapadas, varillas soldadas o dispositivos mecánicos de continuidad.

El traslape de varillas es el mecanismo de empalme de mayor uso en nuestro medio. En principio las dos varillas deben cruzarse una longitud apropiada para que el acero transmita esfuerzos al hormigón por adherencia, y este último los restituya a la otra varilla, sin acumular esfuerzos elevados de tracción en el hormigón, pues estos últimos provocarían una figuración extensa, con sus consecuencias indeseables.



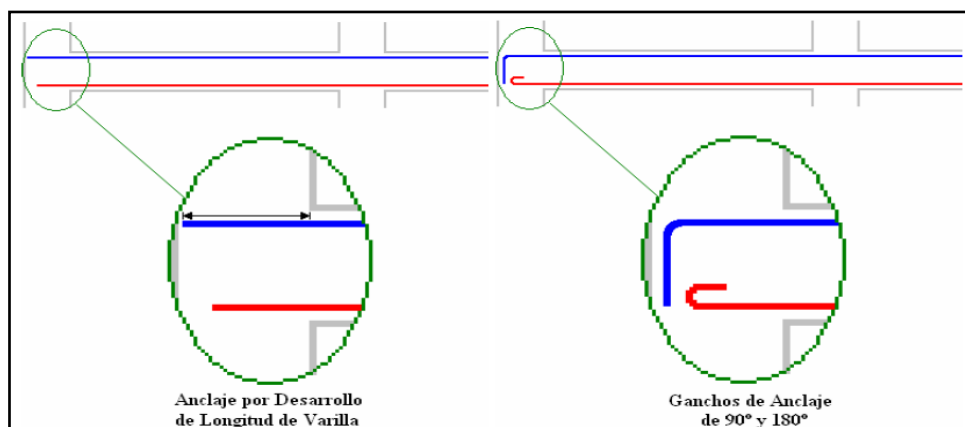
FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 74) [2]

Figura 1.8: (Funcionamiento del traslape de varillas)

La distancia transversal entre las varillas que conforman el traslape debe ser pequeña para lograr el objetivo planteado. En el ACI 318-08 [ACI 12.14.2.3] y el CEC-2001 [CEC 12.14.2.3] se establece que dicha separación no debe superar un quinto de la longitud de traslapa ni ser mayor a 15 cm.

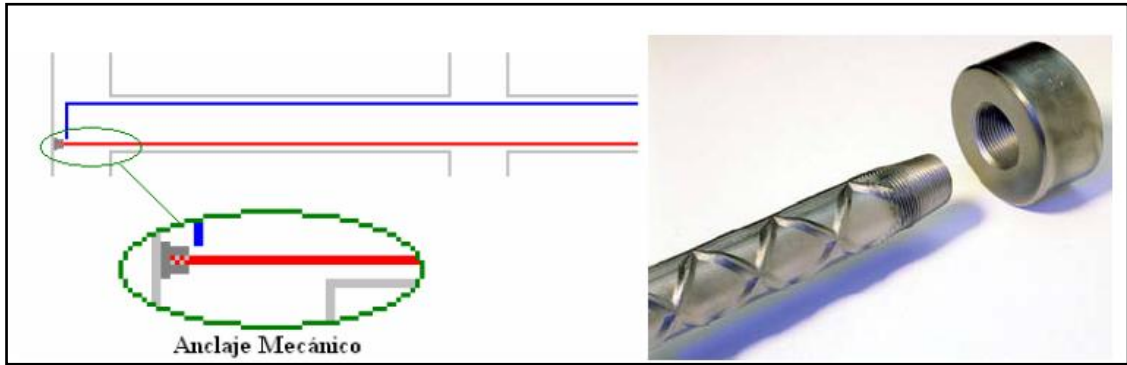
1.2.3.5 Anclajes.- A partir del sitio en que la barra de acero alcanza su esfuerzo máximo, se debe desarrollar un mecanismo de anclaje en el hormigón para asegurar su funcionamiento adecuado [ACI 12.1]. Las alternativas utilizadas son:

- a) Anclaje por desarrollo de la longitud de la varilla dentro del hormigón.
- b) Ganchos de anclaje dentro del hormigón en el extremo de la varilla.
- c) Anclaje mecánico de la varilla a través de dispositivos especiales.



FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 75) [2]

Figura 1.9: (Detalle del anclaje por desarrollo en la varilla)



FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 75) [2]

Figura 1.10: (Detalle del anclaje mecánico en la varilla)

El desarrollo del anclaje se requiere en las dos direcciones, aunque generalmente el propio detallamiento del refuerzo ya impone el cumplimiento en la una dirección.

1.3 Resumen de temas.- A continuación se dará una pequeña descripción de los temas a tratar el presente documento.

- Capítulo 2: Pre dimensionamiento de elementos estructurales en el Bloque Central, Bloque de Alas, Bloque de Escenario Exterior y Bloque de Escenario Auditorio que conforman el Nuevo Auditorio de la ESPE.
- Capítulo 3: Diseño definitivo de elementos estructurales en el Bloque Central, Bloque de Alas, Bloque de Escenario Exterior y Bloque de Escenario Auditorio que conforman el Nuevo Auditorio de la ESPE.
- Capítulo 4: Diseño definitivo de elementos estructurales que componen la cubierta en el bloque de Escenario Auditorio del Nuevo Auditorio de la ESPE.

- Capítulo 5: Diseño definitivo de elementos estructurales que componen la cubierta en el acceso central al Nuevo Auditorio de la ESPE.
- Capítulo 6: Diseño definitivo de elementos estructurales que conforman la cimentación del Nuevo Auditorio de la ESPE.
- Capítulo 7: Diseño definitivo de elementos estructurales complementarios para la construcción del Nuevo Auditorio de la ESPE.
- Capítulo 8: Conclusiones y Recomendaciones.

1.4 Referencias.-

[1] ROMO Marcelo, “Diseño de Naves Industriales con Lámina Delgada de Acero”, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.

[2] ROMO Marcelo, “Fundamentos de Hormigón Armado”, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador, 2008.

CAPÍTULO 2: PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA METÁLICA PARA LOS BLOQUES DEL NUEVO AUDITORIO.

En el presente capítulo se describen las normativas utilizadas actualmente en el país para el diseño en hormigón armado, estimación de cargas de diseño para los diferentes sectores que componen los bloques del Nuevo Auditorio, pre dimensionamiento de elementos estructurales y modelación tridimensional en el programa de diseño estructural SAP 2000 v12.

2.1 Descripción general de las normativas utilizadas.- La metodología de diseño se hará en base al código establecido en el país que rige la normativa de construcción en hormigón armado. El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2001) se debe considerar como una norma de requisitos mínimos para el diseño de columnas, graderíos y elementos de cimentación en los diferentes bloques del Nuevo Auditorio. Además se utilizará la normativa norteamericana ACI 318-08 como fuente de consulta para criterios estructurales.

El diseño para los elementos estructurales en acero estructural tales como vigas principales, viguetas, conectores de corte, pernos de anclaje, placas de conexión y soldadura se lo hará en base al código AISC 1997 LRFD (última resistencia) y AWS⁵.

⁵American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura).

2.2 Geometría arquitectónica.- El área de construcción aproximada del proyecto Nuevo Auditorio es de 5000 m², los mismos que incluyen una serie de servicios varios, espacios de aulas de uso comunitario junto con un espacio suficiente para albergar un área abierta de 1000m².

El auditorio se diseñará para albergar a 1300 personas en dos plateas, que se distribuyen de la siguiente forma: 900 personas en la platea baja y 400 personas en la platea alta. En la parte frontal, el auditorio contará con un espacio para 130 parqueaderos, cabe mencionar que la Escuela Politécnica del Ejército cuenta con 1500 parqueaderos alrededor de todo el campus los mismos que serán utilizados en conjunto con los planificados para la celebración de un evento importante.

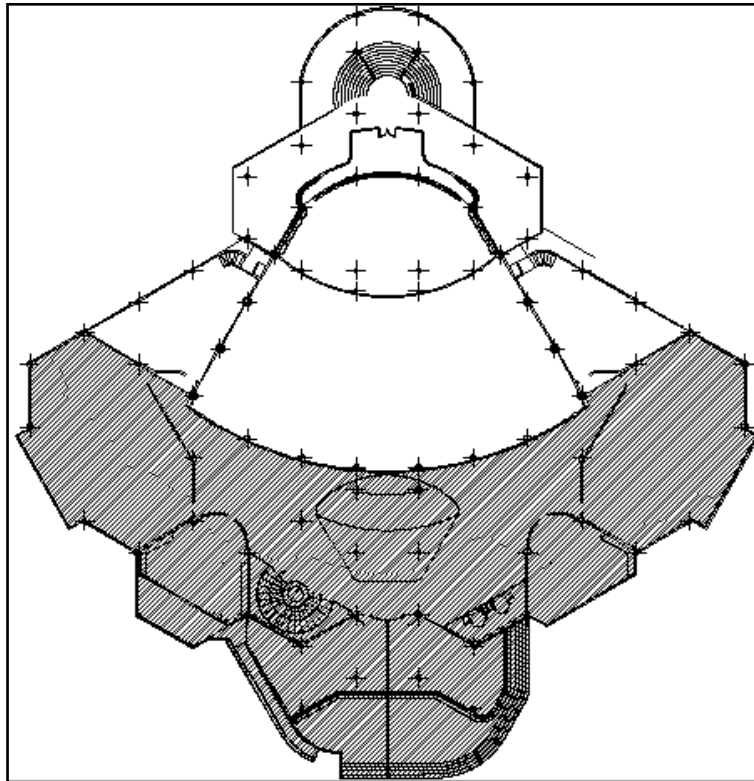
Los elementos de relleno, entrepisos y cubiertas serán diseñados en base a las solicitudes técnicas adecuadas para un perfecto funcionamiento acústico del auditorio.

Para la modelación tridimensional, la estructura del Nuevo Auditorio se dividirá en cuatro bloques plenamente identificables a continuación:

1. Bloque Central. (figura 2.1)
2. Bloque de Alas. (figura 2.2)
3. Bloque de Escenario Exterior. (figura 2.3)
4. Bloque de Escenario Auditorio. (figura 2.4)

Cada uno contiene características propias en el diseño de acuerdo a las instalaciones que se implanten dentro de cada bloque detallado a continuación en las siguientes secciones.

2.2.1 Descripción interna Bloque Central.-

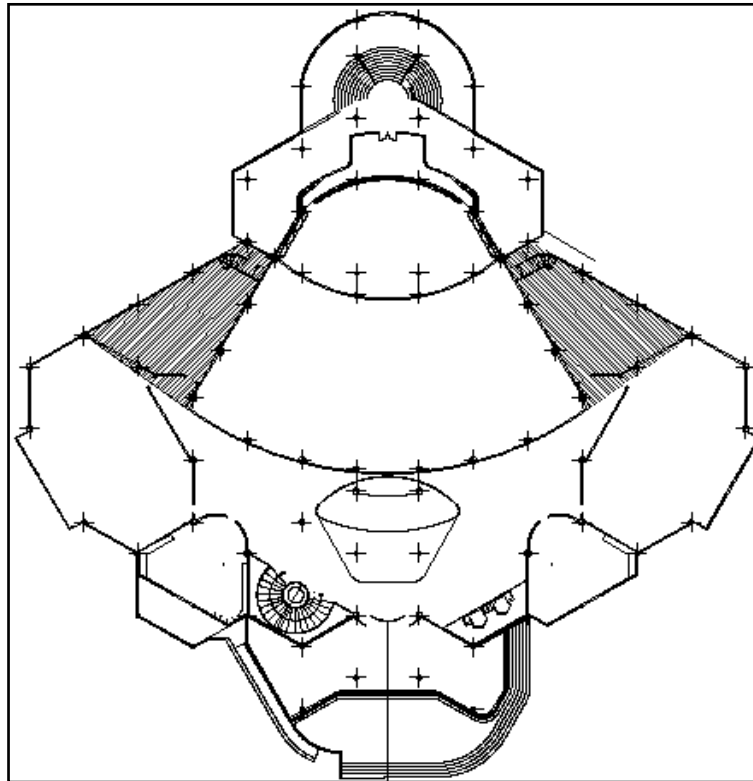


FUENTE: (PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE) [1]

Figura 2.1: (Ubicación del ambiente Bloque Central)

Descripción	Acabados
<p>Edificación en 2 niveles con un subsuelo con la siguiente distribución espacial interna:</p> <p>Subsuelo: Aulas de uso exclusivo y baños generales.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Acceso principal</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de mármol u otro material para alto tránsito de personas. Paredes estucadas pintadas con decoración. Tumbados con decoración de cielo falso decorado.</p>
<p>Planta baja: Acceso principal al auditorio, zona de boleterías, baños generales, aulas de uso exclusivo, ascensores, gradas helicoidales de acceso a todos los niveles.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Baños</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de porcelanato o cerámica. Paredes con recubrimiento de porcelanato o cerámica. Tumbados con recubrimiento de cielo falso.</p>
<p>Planta alta: Aulas de uso exclusivo y baños generales.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Aulas</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de cerámica. Paredes estucadas pintadas. Tumbados con cielo falso.</p>

2.2.2 Descripción interna Bloque Alas.-

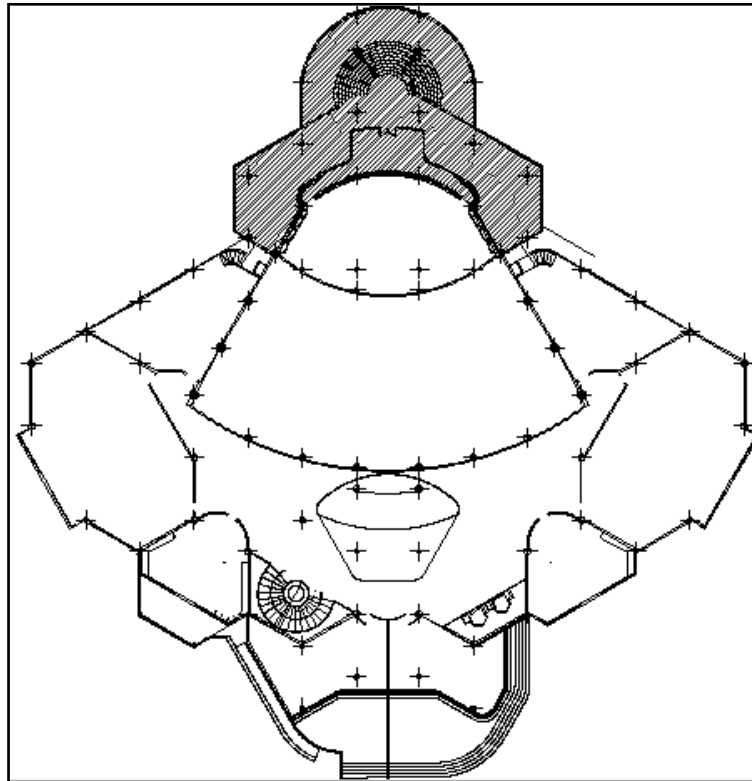


FUENTE: (PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE) [1]

Figura 2.2: (Ubicación de los ambientes Alas)

Descripción	Acabados
<p>Edificación en 2 niveles con un subsuelo con la siguiente distribución espacial interna:</p> <p>Subsuelo: Bodega de almacenamiento y/o zona de cafetería general. Gradas de acceso a un nivel diferente.</p> <p>Planta baja: Bodega de almacenamiento y/o cafetería de uso exclusivo del personal militar.</p> <p>Planta alta: Aulas de uso exclusivo.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Cafetería</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de porcelanato o cerámica. Paredes con recubrimiento de porcelanato o cerámica. Tumbados con recubrimiento de cielo falso.</p>
	<p style="text-align: center;"><u>Bodega</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de mármol especial para altas cargas. Paredes estucadas pintadas. Tumbados con cielo falso o estructura vista.</p>

2.2.3 Descripción interna Bloque de Escenario Exterior.-

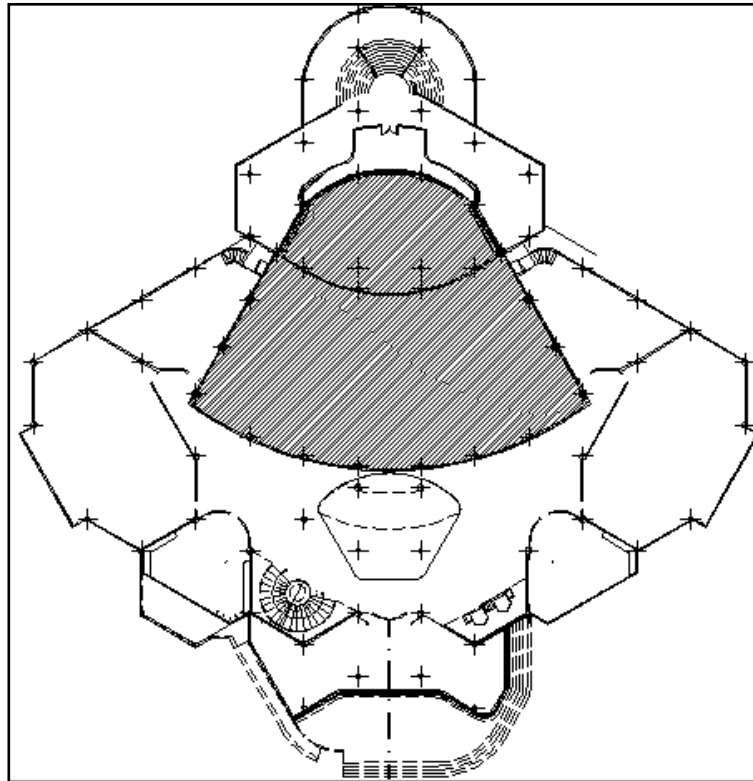


FUENTE: (PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE) [1]

Figura 2.3: (Ubicación del ambiente Escenario Exterior)

Descripción	Acabados
<p>Edificación en 1 nivel con un subsuelo con la siguiente distribución espacial interna:</p> <p>Subsuelo: Área de escenario para uso de eventos especiales.</p> <p>Planta baja: Acceso posterior al auditorio, gradas de acceso a un nivel diferente, zona de camerinos y baños generales.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Acceso posterior</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de mármol u otro material para alto tránsito de personas. Paredes estucadas pintadas con decoración. Tumbados con decoración de cielo falso decorado.</p>
	<p style="text-align: center;"><u>Baños generales</u></p> <p>Pisos con recubrimiento de porcelanato o cerámica. Paredes con recubrimiento de porcelanato o cerámica. Tumbados con recubrimiento de cielo falso.</p>
	<p style="text-align: center;"><u>Escenario</u></p> <p>Pisos con recubrimiento especial de alto tránsito de personas. Paredes estucadas pintadas. Tumbados con cielo falso o estructura vista.</p>

2.2.4 Descripción interna Bloque Escenario Auditorio.-



FUENTE: (PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE) [1]

Figura 2.4: (Ubicación del ambiente Escenario Auditorio)

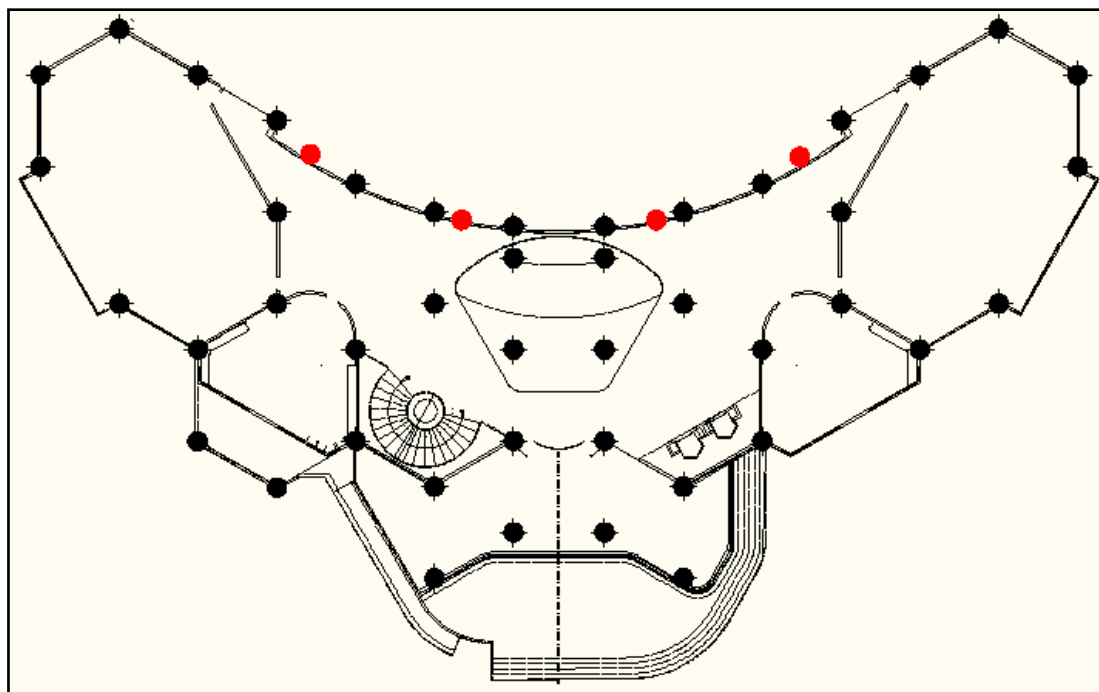
Descripción	Acabados
<p>Edificación a una sola altura con la siguiente distribución espacial interna: Zona de escenario principal, graderíos para público y platea con graderíos para autoridades.</p>	<p>Butacas fijas, pisos con acabados de alfombra en graderíos y material especial de alto tránsito para la zona de escenario. Paredes estucadas pintadas con decoración. Tumbado con vista de la estructura cónica truncada de la cubierta.</p>

2.3 Distribución de nuevos elementos estructurales en el Nuevo Auditorio.-

Debido a las características irregulares y complejas que componen la arquitectura del Nuevo Auditorio, las solicitaciones de carga muerta, carga viva

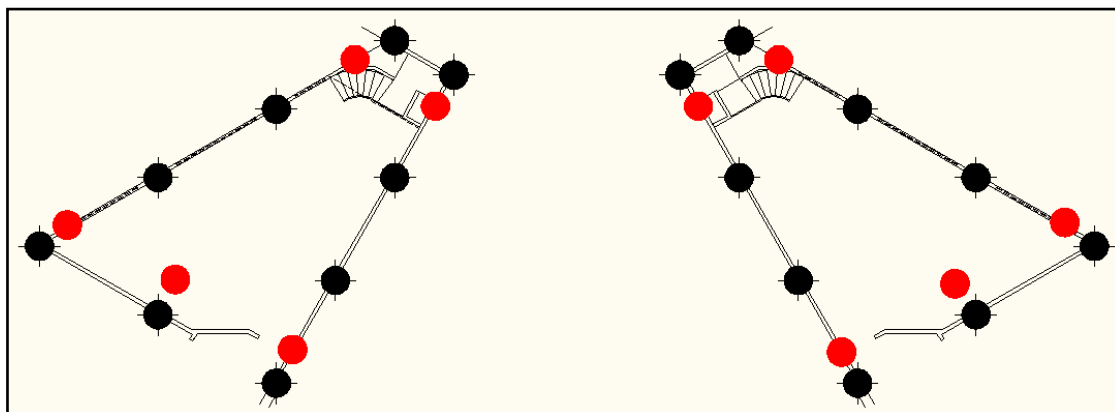
y carga sísmica en base a los códigos estipulados en la sección 2.1, además de la modelación tridimensional realizada en el programa computacional SAP 2000 v12 permiten establecer criterios para una distribución adecuada de cargas en los diferentes elementos estructurales, así mismo los detalles constructivos en la unión del nudo estructural.

Fue necesaria una modificatoria con la inserción de nuevos elementos estructurales (columnas) que no estaban considerados en el proyecto inicial como se detalla en las figuras 2.5 y 2.6.



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 2.5: (Ubicación de nuevas columnas en el Bloque Central)



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 2.6: (Ubicación de nuevas columnas en el Bloque de Alas)

2.4 Elementos estructurales.- Los elementos estructurales que componen la estructura del Nuevo Auditorio se clasifican como lo indica la tabla 2.1.

Tabla 2.1: (Resumen de elementos estructurales)

Elemento estructural	Material	Ubicación
Columnas	Hormigón armado	<ul style="list-style-type: none"> • Bloque Central • Bloque de Alas • Bloque de Escenario Exterior • Bloque de Escenario Auditorio
Vigas principales y viguetas	Acero estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Bloque Central • Bloque de Alas • Bloque de Escenario Exterior • Bloque de Escenario Auditorio
Losa de entepiso y de cubierta	Placa colaborante y loseta de hormigón	En todas las estructuras de entepiso y cubierta con excepción de la estructura de cubierta en el bloque de Escenario Auditorio.

Muros de sótano	Hormigón armado	Subsuelo.
Acceso de gradas 1	Acero estructural y hormigón armado	Gradas helicoidales de acceso a todos los niveles.
Acceso de gradas 2	Hormigón armado	Gradas de acceso en los diferentes bloques en diferentes niveles.
Cimentación	Hormigón armado	<ul style="list-style-type: none"> • Bloque Central • Bloque de Alas • Bloque de Escenario Exterior • Bloque de Escenario Auditorio
Elementos varios	Diferentes tipos de acero estructural	Placas de unión, pernos de anclaje y conectores de corte.

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

2.5 Estimación de cargas.- Para la estimación de cargas en todos los elementos estructurales que componen el Nuevo Auditorio se tomó como base cargas detalladas en los códigos de diseño, pesos de acabados y accesorios especiales proporcionados por las casas comerciales correspondientes.

2.5.1 Carga muerta.- Carga que soportará los elementos estructurales por componentes permanentes en la edificación.

Tabla 2.2: (Carga muerta en vigas y columnas de todos los bloques)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Placa colaborante (kubilosa) ⁶	7.44
Loseta de hormigón (e=12.00cm) ⁷	214.89
Masillado (e=2.00cm)	44.00
Recubrimiento de piso (acabado de mármol)	57.40
Mampostería (exterior e interior)	200.00
Instalaciones (eléctricas y sanitarias)	50.00
Cielo falso	25.00
Fibras acústicas	10.00
Ductos mecánicos (aire acondicionado y climatizador)	20.00
Carga Muerta Total =	628.73

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Tabla 2.3: (Carga muerta en el acceso de gradas 1)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Placa de acero	7.85
Loseta de hormigón (e=15.00cm)	371.00
Masillado (e=2.00cm)	67.76
Recubrimiento de piso (acabado de mármol)	88.39
Peldaños (hormigón)	198.00
Pasamanos (metálico)	28.00
Cielo Falso	25.00
Carga Muerta Total =	786.00

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

⁶ Dato obtenido de especificaciones técnicas detalladas en la tabla 2.9.

⁷ Dato obtenido de especificaciones técnicas detalladas en la tabla 2.10.

Tabla 2.4: (Carga muerta en el acceso de gradas 2)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Placa de acero	7.85
Loseta de hormigón (e=15.00cm)	371.00
Masillado (e=2.00cm)	67.76
Recubrimiento de piso (acabado de mármol)	88.39
Peldaños (hormigón)	198.00
Pasamanos (metálico)	28.00
Cielo Falso	25.00
Carga Muerta Total =	786.00

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

2.5.2 Carga viva.- Debido a que los cuatro bloques que componen el nuevo auditorio disponen de diferentes usos, las áreas contemplan variados tipos de carga viva.

2.5.2.1 Bloque Central.- Para el área que se describe en la sección 2.2.1 la carga viva más crítica se distribuirá en toda el área de diseño.

Aulas	500 (kg/m ²)
-------	--------------------------

Para la losa de cubierta se tomará en cuenta solicitaciones debido al mantenimiento y soporte de los elementos transitorios (andamios) para conformar la cubierta escenario.

Losa de cubierta	250 (kg/m ²)
------------------	--------------------------

2.5.2.2 Bloque de Alas.- Para el área que se describe en la sección 2.2.2 la carga viva más crítica se distribuirá en toda el área de diseño.

Bodega liviana	600 (kg/m ²)
----------------	--------------------------

Por razones estructurales ante la ubicación definitiva de las instalaciones en la edificación, los 2 bloques de alas se diseñarán para la carga más crítica, en este caso 600 kg/m².

Para la losa de cubierta se tomará en cuenta solicitaciones debido al mantenimiento y soporte de los elementos transitorios (andamios) para conformar la cubierta escenario.

Losa de cubierta	250 (kg/m ²)
------------------	--------------------------

2.5.2.3 Bloque de Escenario Exterior.- Para el área que se describe en la sección 2.2.3 la carga viva más crítica se distribuirá en toda el área de diseño.

Aulas	500 (kg/m ²)
-------	--------------------------

Para la losa de cubierta se tomará en cuenta solicitaciones debido al mantenimiento, soporte de los elementos transitorios (andamios) para conformar la cubierta escenario y cargas adicionales ya que sobre esta losa de cubierta se implantará la maquinaria necesaria para el funcionamiento del sistema de climatización y aire acondicionado.

Losa de cubierta	400 (kg/m ²)
------------------	--------------------------

2.5.2.4 Bloque de Escenario Auditorio.- Para el área que se describe en la sección 2.2.4 la carga viva se distribuirá de la siguiente forma:

Escenario del auditorio	500 (kg/m ²)
Platea	600 (kg/m ²) + 30%

La platea se encuentra ubicado un nivel superior de los graderíos del escenario. Por criterios arquitectónicos fue necesaria una solución estructural de tipo voladizo, por lo tanto se realizó un incremento de la carga en un 30% por impacto.

La cubierta del escenario contará con un diseño especial desde el punto de vista arquitectónico y estructural. Dicho diseño se encuentra detallado en el capítulo 4 del presente documento.

2.6 Pre dimensionamiento de elementos estructurales.- Para el análisis estructural de todos los elementos estructurales que conforman el Nuevo Auditorio es necesario realizar un pre dimensionamiento de los elementos para introducirlos en el modelo tridimensional efectuado en el programa SAP 2000 v12.

2.6.1 Pre dimensionamiento de columnas.- La columna es un elemento estructural vertical empleado para sostener la carga de la edificación. Es utilizado ampliamente en arquitectura por la libertad que proporciona para distribuir los espacios al tiempo que cumple con la función de soportar el peso de la construcción, es un elemento fundamental en el esquema de una

estructura y la adecuada selección de su tamaño, forma, espaciamiento y composición influyen de manera directa en su capacidad de carga.

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexo compresión.

Según el uso actual de la columna como elemento de un pórtico, no necesariamente es un elemento recto vertical, sino es un elemento donde la compresión es el principal factor que determina el comportamiento del elemento. Es por ello que el pre dimensionamiento de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores como son imperfecciones iniciales en la línea vertical de la columna o imperfecciones en el material así como la continuidad de la columna con la viga hace que los momentos aplicados en la viga se transmitan a la columna. Cabe recalcar que la que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, los cuales influyen en el tipo de falla.

“El efecto geométrico de la columna se denomina esbeltez y es un factor importante, ya que la forma de fallar depende de la esbeltez”⁸

Es necesario mencionar que un elemento estructural tipo columna con poca o nula esbeltez puede traer problemas por aplastamiento a lo que se denomina *Columna Corta*.

⁸ Galambos, Lin y Johnston, 1999; Singer y Pytel, 1982.

Para el diseño de columnas es conveniente llevar en conjunto los problemas anteriormente descritos, en otras palabras que la falla en el elemento columna sea una combinación de pandeo y aplastamiento.

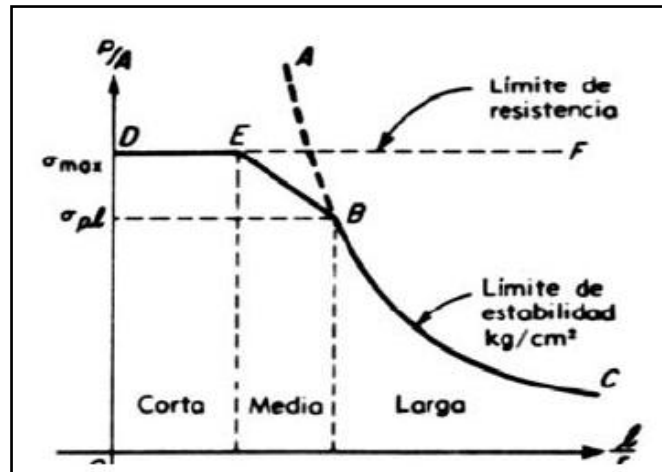


Figura 2.7: (Disminución del esfuerzo según la esbeltez de la columna)

Las columnas de concreto armado pueden ser de tres tipos que son:

- Elementos reforzados con barras longitudinales y zunchos transversales (figura 2.8)

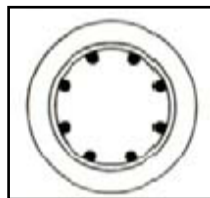


Figura 2.8: (Columna tipo zuncho)

- Elementos reforzados con barras longitudinales y estribos transversales (figura 2.9).

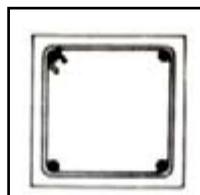


Figura 2.9: (Columna tipo estribo)

- Elementos reforzados con tubos de acero estructural, con o sin barras longitudinales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal (figura 2.10)

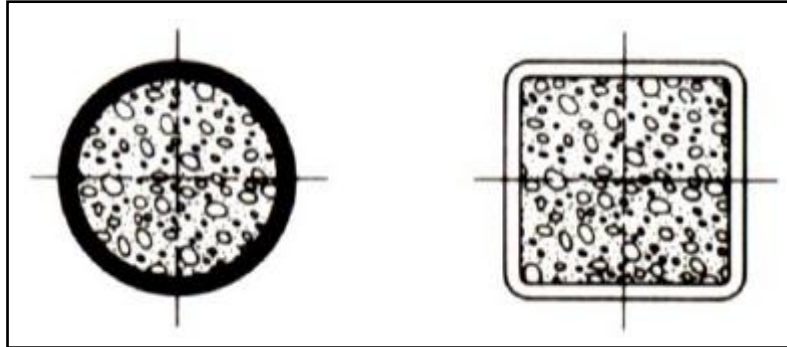


Figura 2.10: [Columna de tipo mixta (acero estructural – hormigón)]

2.6.1.1 Pre dimensionamiento de columnas de hormigón armado.- Los métodos para el pre dimensionamiento de columnas de hormigón armado son aproximados, y principalmente toman en cuenta la carga axial que soporta la columna, no obstante los parámetros estructurales tales como desplazamientos máximos admisibles y las derivas de piso tolerables son los que finalmente determinarán la sección definitiva del elemento columna.

Las cargas que recibe cada uno de los elementos columna que conforman la estructura del Nuevo Auditorio dependen de las solicitaciones de carga muerta y carga viva descritas en la sección 2.5.

La resistencia última nominal de una columna de hormigón armado cargada axialmente se puede calcular ante la respuesta no lineal de los dos materiales (hormigón y acero de refuerzo) mediante la siguiente expresión:

$$P_n = [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (\text{ecuación 2.1})$$

A la ecuación 2.1 se debe aplicar coeficientes de reducción de capacidad, según lo establece los códigos de diseño. Cabe recalcar que los coeficientes

de capacidad cambian dependiendo del tipo de refuerzo transversal en la columna como lo refleja la tabla 2.5.

Tabla 2.5: (Factor ϕ para refuerzo transversal)

Refuerzo	ϕ
Estribo	0.70
Zuncho	0.75

Igualmente el código ACI 318-08 define limitaciones adicionales en la resistencia de columnas, con el fin de compensar las excentricidades adicionales de carga no tratadas en el análisis. En este caso este factor se determina como el límite superior en la capacidad, menor que la resistencia calculada de diseño.

Tabla 2.6: (Factor de compensación para refuerzo transversal)

Refuerzo	Factor
Estribo	0.80
Zuncho	0.85

$$P_u = P_{n_{max}} = 0.80 * [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (\text{ecuación 2.2})$$

Por fines de pre dimensionamiento se asume que el área de acero de refuerzo $A_{st} = 0.00 \text{ cm}^2$. Con lo cual tenemos la siguiente expresión en el caso de utilizar estribos como armadura transversal.

$$P_u = 0.80 * \phi * [0.85 * f'c * A_g] \quad (\text{ecuación 2.3})$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{Para columnas con zunchos}$$

$$P_u = 0.510 * f'c * A_g \quad (\text{ecuación 2.4})$$

$$A_g = 1.9607 * \frac{P_u}{f'c} \quad (\text{ecuación 2.5})$$

Se considera una mayoración de 30% por acción sísmica.

$$A_g = 1.3 * 1.9607 * \frac{P_u}{f'c} \quad (\text{ecuación 2.6})$$

Se asume que la combinación de carga (1.40*D + 1.70*L) produce una mayoración de 1.5 veces en la carga vertical P_u .

$$A_g = 1.5 * 1.3 * 1.9607 * \frac{P_u}{f'c} \quad (\text{ecuación 2.7})$$

$$\text{Para } f'c = 280[\text{kg/cm}^2]$$

$$A_g = 13.65 * P_u \text{ Asumo } \rightarrow A_g = 14.00 * P_u \quad (\text{ecuación 2.8})$$

Las columnas en todos los bloques que componen el Nuevo Auditorio en su mayoría serán de hormigón armado. La modelación tridimensional de dichos elementos en el programa computacional SAP 2000 v12 se lo hará en base a criterios de pre dimensionamiento detallados en la sección 2.6.1.1 y resumidos en la ecuación 2.8, cuyas dimensiones se detalla en la tabla 2.7.

Tabla 2.7: (Pre dimensionamiento de columnas)

Eje	Área cooperante (m ²)	P (t)	Ag=14*P	Sección cálculo(cm)	Sección asumida (cm)	Sección adoptada por esbeltez (cm)
A13	----	----	----	----	----	----
A18	----	----	----	----	----	----
B15	----	----	----	----	----	----

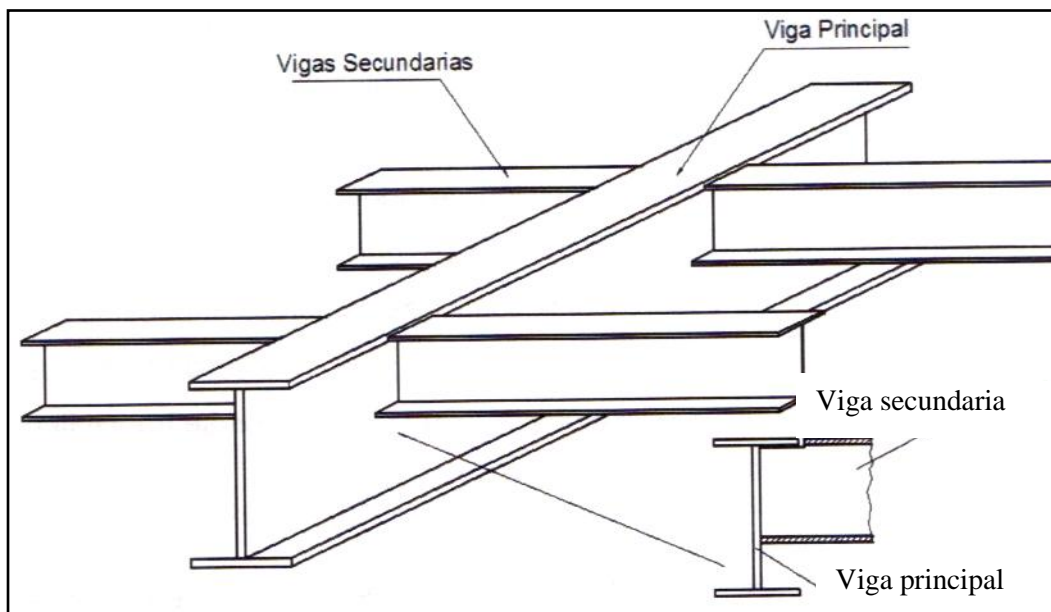
B16		----	----	----	----	----	----
C13	15,59	----	61,290	858,063	33,05	35	55
C18	15,59	----	61,290	858,063	33,05	35	55
E12	33,49	----	131,662	1843,267	48,45	50	70
E15	24,59	----	96,673	1353,417	41,51	45	65
E16	24,59	----	96,673	1353,417	41,51	45	65
E19	33,49	----	131,662	1843,267	48,45	50	70
H5	33,49	----	131,662	1843,267	48,45	50	70
H12	46,77	----	183,871	2574,189	57,25	60	80
H15	35,54	----	139,721	1956,097	49,91	50	70
H16	35,54	----	139,721	1956,097	49,91	50	70
H19	46,77	----	183,871	2574,189	57,25	60	80
H27	33,49	----	131,662	1843,267	48,45	50	70
N13	39,61	----	155,722	2180,107	52,69	55	75
N18	39,61	----	155,722	2180,107	52,69	55	75
O4	47,51	----	186,780	2614,918	57,70	60	80
O6	46,77	----	183,871	2574,189	57,25	60	80
O26	46,77	----	183,871	2574,189	57,25	60	80
O28	47,51	----	186,780	2614,918	57,70	60	80
P15	----	----	----	----	----	----	----
P16	----	----	----	----	----	----	----
R15	6,09	40,67	196,032	2744,453	59,11	60	80
R16	6,09	40,67	196,032	2744,453	59,11	60	80
S6	58,7	----	230,772	3230,808	64,14	65	85
S13	22,67	32,44	226,390	3169,465	63,53	65	85
S18	22,67	32,44	226,390	3169,465	63,53	65	85
S26	58,7	----	230,772	3230,808	64,14	65	85
T12	18,16	34,75	218,434	3058,080	62,40	65	85
T19	18,16	34,75	218,434	3058,080	62,40	65	85
V2	55,3	----	217,405	3043,674	62,25	65	85
V30	55,3	----	217,405	3043,674	62,25	65	85
W6	20,21	20,18	164,842	2307,794	54,21	55	75
W26	20,21	20,18	164,842	2307,794	54,21	55	75
Y2	15,59	----	61,290	858,063	33,05	35	55
Y5	31,18	----	122,580	1716,126	46,74	50	70
Y27	31,18	----	122,580	1716,126	46,74	50	70
Y30	15,59	----	61,290	858,063	33,05	35	55
Z4	15,58	----	61,251	857,513	33,04	35	55
Z28	15,58	----	61,251	857,513	33,04	35	55

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

2.6.2 Pre dimensionamiento de vigas.- Las vigas en todos los bloques que componen el Nuevo Auditorio (a excepción de la estructura que compone el escenario) serán con perfiles laminados en frío de estructura metálica.

2.6.2.1 Pre dimensionamiento de vigas principales.- Las vigas principales reciben reacciones de las vigas secundarias o viguetas. La conexión entre vigas y las columnas puede ser de diferente forma, y de esto dependerá los esfuerzos que se tenga en la estructura. Las acciones sísmicas deberán ser absorbidas por la continuidad de los elementos estructurales a través de sus respectivas conexiones.

Para realizar un pre diseño es necesario llegar a un grado de aproximación de las solicitaciones de carga que soportará la sección. Para el pre dimensionamiento se analiza un tramo de la viga principal afectado por dos viguetas metálicas.

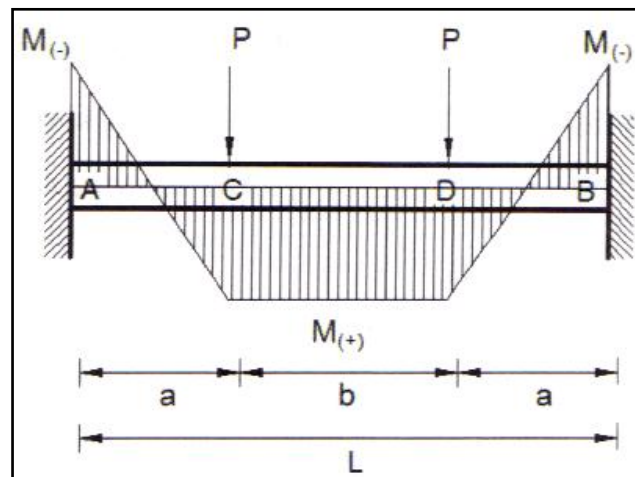


FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 216) [2]

Figura 2.11: (Colocación de viguetas sobre la viga principal)

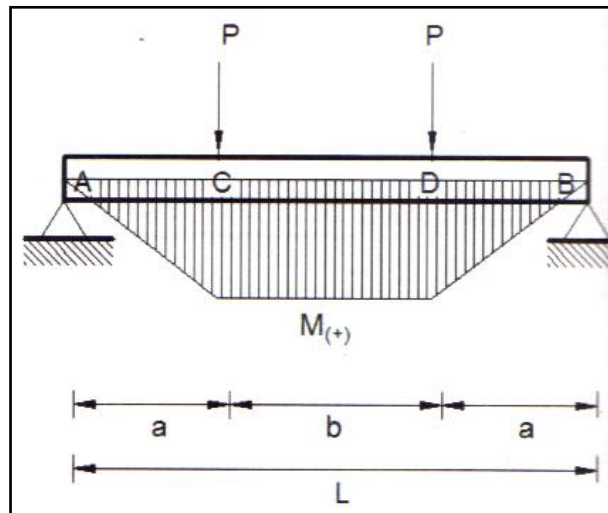
Las vigas secundarias se encuentran simplemente apoyadas sobre la viga principal, por lo que solo transmiten a esta una carga puntual, cuyo valor corresponde al cálculo de reacciones propias de la vigueta (figura 2.11). Adicionalmente la viga principal soporta su peso propio que puede estimarse una vez conocida la sección definitiva o en su defecto suponer un peso aproximado.

Se suponen condiciones de apoyo como son empotramiento perfecto (figura 2.12) y simplemente apoyado (figura 2.13). En la realidad el apoyo utilizado será una situación intermedia de las antes mencionadas.



FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 218) [2]

Figura 2.12: (Diagrama de momento en la condición de empotramiento perfecto)



FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 218) [2]

Figura 2.13: (Diagrama de momento en la condición simplemente apoyado)

El mayor momento se presenta para la condición de simplemente apoyada, pero para una estructuración rígida es razonable considerar un momento menor. Para el pre diseño de la viga se tomará en cuenta el momento más crítico, en este caso el obtenido en la condición de simplemente apoyado.

Las vigas principales forman parte de pórticos resistentes a momento, por lo que será importante incrementar los momentos para compensar los efectos producidos por el sismo.

$$M_{sismo} = f * M_{vertical} \quad (\text{ecuación 2.9})$$

Donde:

M_{sismo} : Momento debido al sismo.

$M_{vertical}$: Momento debido a cargas gravitatorias.

f: Factor para considerar el efecto del sismo.

Tabla 2.8: (Factor f para distintos niveles de piso)

Nivel de pisos	f
Pisos bajos	1.2 – 1.6
Pisos intermedios	0.8 – 1.1
Pisos altos	0.4 – 0.7

FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 219) [2]

El momento de diseño será la sumatoria del momento vertical más el momento debida al sismo.

$$M_{diseño} = M_{sismo} + M_{vertical} \quad (\text{ecuación 2.10})$$

Mientras menos rígida sea la conexión viga-columna es claro que los efectos en los valores del momento se irán incrementando, acercando a la condición de simplemente apoyado, es por esto que es recomendable considerar un valor intermedio de momento y considerar el momento que produce el sismo. En este caso tomaremos el mayor momento calculado.

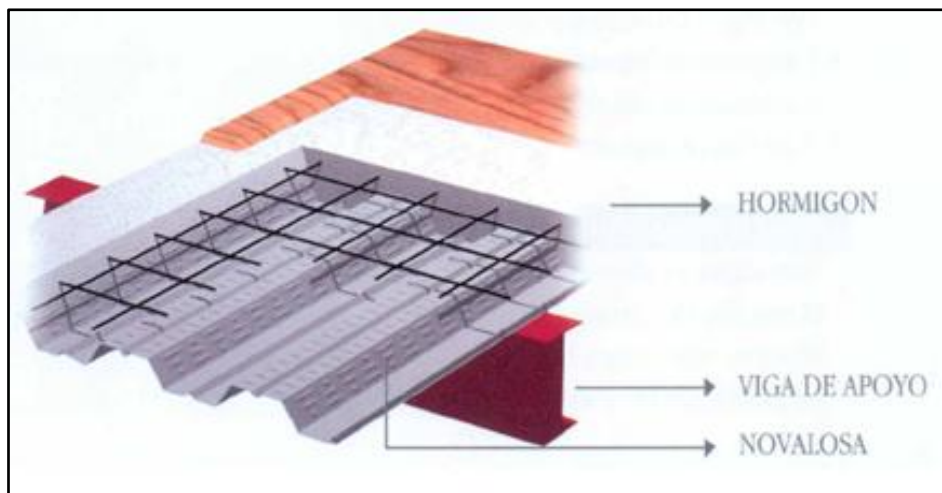
$$Zx_{requerido} = \frac{Mu}{\phi b + fy} \quad (\text{ecuación 2.11})$$

El pre dimensionamiento de una viga se obtiene buscando módulo plástico que sea similar al requerido por la ecuación 2.11. Si en el análisis se verifica la sección adoptada no cumple se deberá cambiar la sección.

Para la modelación tridimensional en el programa computacional SAP 2000 v12, se colocaron perfiles metálicos laminados en frío de diferentes dimensiones. Las vigas serán analizadas individualmente de un grupo

ingresado, utilizando la ayuda del programa computacional para el diseño definitivo.

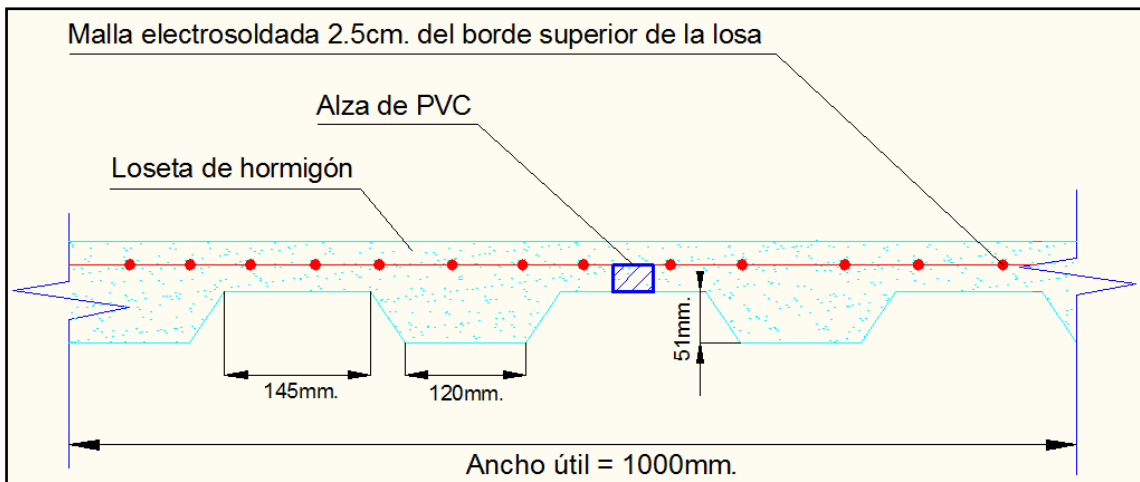
2.6.3 Pre dimensionamiento de losa colaborante.- Debido a las diferentes ventajas que presenta el uso de la placa colaborante, el diseño de losas de entrepiso se efectuará con el producto kubilosa que consiste en una placa de acero galvanizado con corrugación trapezoidal fabricada por la empresa Kubiec.



FUENTE: (MANUAL TÉCNICO NOVACERO, PRODUCTO NOVALOSA) [3]

Figura 2.14: (Vista transversal de una losa con placa colaborante)

El dimensionamiento de la loseta de hormigón se hará en base la longitud crítica de diseño, en este caso 1.90m., por medio de especificaciones técnicas proporcionadas por la empresa fabricante (figura 2.15, tabla 2.9, tabla 2.10 y tabla 2.11).



FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOS) [4]

Figura 2.15: (Especificaciones geométricas de la placa kubilosa)

Tabla 2.9: (Luces máximas de cálculo)

Máxima luz sin apuntalar				
Espesor Kubilosa (mm)	Espesor losa (cm)	1 luz (m)	2 luces (m)	3 luces (m)
0.76	5	1.66	2.23	2.00
	6	1.59	2.14	1.97
	7	1.53	2.06	1.90
	8	1.48	2.00	1.83
	10	1.41	1.88	1.74
	12	1.34	1.79	1.65

FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOS) [4]

Tabla 2.10: (Propiedades geométricas de la placa colaborante)

Propiedades del panel.					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	Is (+) (cm ⁴ /m)	Is (-) (cm ⁴ /m)	Ss (+) (cm ³ /m)	Ss (-) (cm ³ /m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54
0.70	6.85	32.29	31.83	10.72	15.71
0.76	7.44	35.97	35.47	12.10	17.13

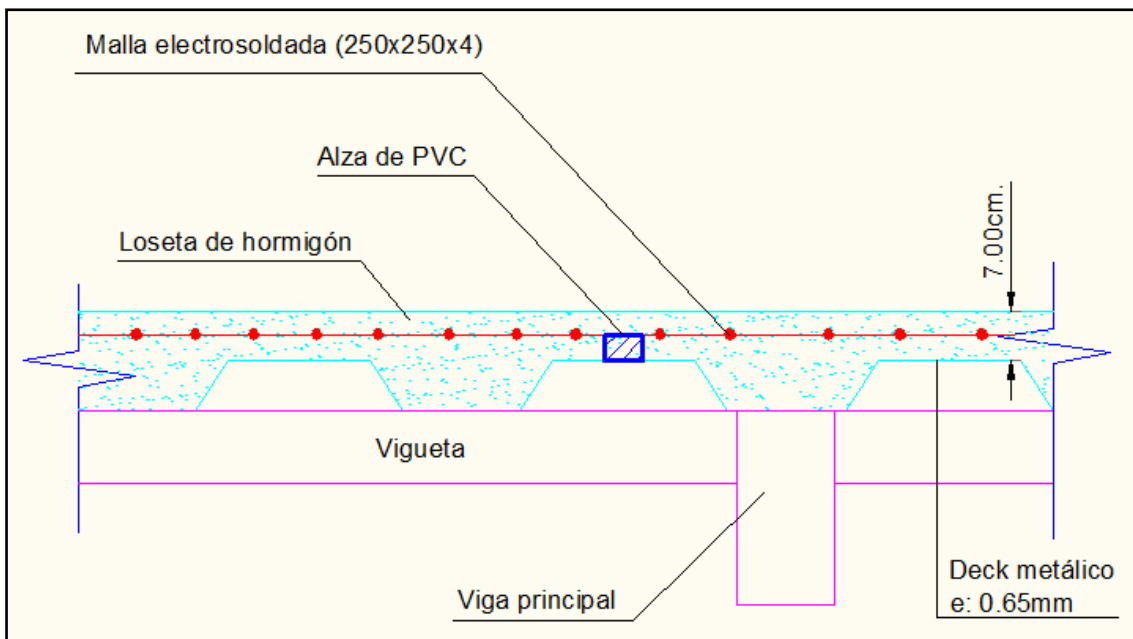
FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOS) [4]

Tabla 2.11: (Volumen de hormigón por encima de la placa colaborante)

Volumen hormigón / m ²	
Espesor de losa (cm)	Hormigón (m ³ /m ²)
5	0.06950
6	0.07954
7	0.08954
8	0.09954
10	0.11954
12	0.13954

FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOS) [4]

La losa de cubierta en toda el área quedaría definida por la sección detallada en la figura 2.16.



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 2.16: (Detalle sección transversal de la losa de entrepiso)

2.7 Referencias.-

- [1] AYALA Hugo, Planos Arquitectónicos del Nuevo Auditorio de la ESPE, Escuela Politécnica del Ejercito, Sangolquí.
- [2] GUERRA Y CHACÓN (2010), Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS, 1a. ed., Quito, Ecuador.
- [3] NOVACERO, (2011), Manual técnico de productos de acero: Novalosa.
- [4] KUBIEC, (2011), Manual técnico de productos de acero: Kubilosa.

CAPÍTULO 3: DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA Y COLUMNA TOMANDO COMO BASE EL BLOQUE DE ALAS.

En el presente capítulo se describe las características de los diferentes elementos que componen la estructura del Bloque Central, Bloque de Alas y Bloque de Escenario Exterior del Nuevo Auditorio, las normativas vigentes en el país para el diseño de elementos tipo en Hormigón Armado y Estructura Metálica laminada en frío, además de cargas de diseño estipulado en los códigos el AISC 1997 LRFD (última resistencia), ACI 318-08 y CEC-2001.

3.1 Cargas Sísmicas.- Las cargas sísmicas, son fuerzas de tipo inercial como consecuencia de la aparición de los movimientos sísmicos, estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las características dinámicas del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía.

Las cargas sísmicas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales equivalentes aplicadas en los centros de las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de las mismas, esbeltez o características especiales se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

Para el análisis de las fuerzas sísmicas, el CEC-2001 propone dos métodos de diseño, un análisis estático equivalente mediante la determinación de un cortante basal, el cual representa a la fuerza lateral total de diseño aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo, y un procedimiento

dinámico de cálculo de fuerzas basado en un espectro de respuesta elástico normalizado.

3.1.1 Análisis Estático.- Considerando la geometría particular de los bloques que componen el auditorio como un caso especial de estructura, el cálculo de las fuerzas laterales mínimas a las que está sujeta este tipo de estructura, viene dada por el mayor valor de las ecuaciones 3.1 y 3.2.

$$V = 0.48ZIW \quad (\text{ecuación 3.1})$$

$$V = \frac{1.14ZI}{R}W \quad (\text{ecuación 3.2})$$

Donde:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.

I: Factor de destino e importancia de la estructura.

W: Peso de la estructura.

R: Factor de reducción de respuesta.

El Código Ecuatoriano de la Construcción al igual que para el caso de estructuras de hormigón armado incorpora los criterios mediante los cuales se permite diseñar estructuras considerando cargas laterales estáticas equivalentes.

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e}W \quad (\text{ecuación 4.19})$$

En el presente análisis de los bloques se asumirá para el diseño el valor crítico de “C” para suelos intermedios de perfil tipo S2 según lo describe del Código Ecuatoriano de la Construcción, en este caso el valor de $C_m = 3$.

Datos empleados para el cálculo de fuerzas laterales en el Bloque Central⁹:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.	= 0.4
I : Factor de destino e importancia de la estructura.	= 1.3
R: Factor de reducción de respuesta.	= 7
S: Coeficiente de suelo.	= 1.2
Coeficiente C_m .	= 3
\emptyset_p : Coeficiente de configuración en planta.	= 0.6984
\emptyset_e : Coeficiente de configuración en elevación.	= 0.9

$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 3}{7 * 0.6984 * 0.9} W = 0.3545 * W$$

El coeficiente 0.3545 se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas estáticas en la dirección "X" y en la dirección "Y" en el programa SAP 2000 v12.

Datos empleados para el cálculo de fuerzas laterales en el Bloque de Alas¹⁰:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.	= 0.4
I : Factor de destino e importancia de la estructura.	= 1.3
R: Factor de reducción de respuesta.	= 7
S: Coeficiente de suelo.	= 1.2
Coeficiente C_m .	= 3
\emptyset_p : Coeficiente de configuración en planta.	= 0.9
\emptyset_e : Coeficiente de configuración en elevación.	= 0.9

$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 3}{7 * 0.9 * 0.8} W = 0.2751 * W$$

⁹ En el Anexo B del presente documento se encuentra detallado el respaldo teórico de los factores asumidos para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en el Bloque Central.

¹⁰ En el Anexo B del presente documento se encuentra detallado el respaldo teórico de los factores asumidos para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en el Bloque de Alas.

El coeficiente 0.2751 se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas estáticas en la dirección “X” y en la dirección “Y” en el programa SAP 2000 v12.

Datos empleados para el cálculo de fuerzas laterales en el Bloque de Escenario Exterior¹¹:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.	= 0.4
I : Factor de destino e importancia de la estructura.	= 1.3
R: Factor de reducción de respuesta.	= 7
S: Coeficiente de suelo.	= 1.2
Coeficiente C _m .	= 3
Ø _p : Coeficiente de configuración en planta.	= 0.935
Ø _e : Coeficiente de configuración en elevación.	= 0.9

$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 3}{7 * 0.935 * 0.9} W = 0.2648 * W$$

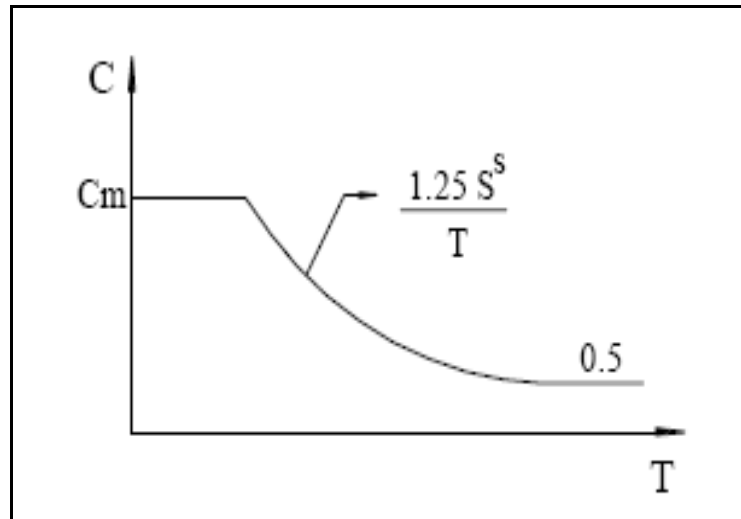
El coeficiente 0.2648 se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas estáticas en la dirección “X” y en la dirección “Y” en el programa SAP 2000 v12.

3.1.2 Análisis Modal Espectral.- Este análisis se basa en un análisis dinámico elástico de la estructura, los cuales combinan las máximas respuestas de los modos de vibración de la misma, estas respuestas se calculan utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que correspondan a los periodos de los modos de vibración.

Para el diseño de las estructuras, es necesario aplicar un factor de reducción al espectro elástico, tomando en cuenta que en ningún caso se deberán reducir

¹¹ En el Anexo B del presente documento se encuentra detallado el respaldo teórico de los factores asumidos para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en el Bloque de Escenario Exterior.

los valores de manera que el cortante basal de diseño sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido para R, esto se aplicará siempre que la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente.

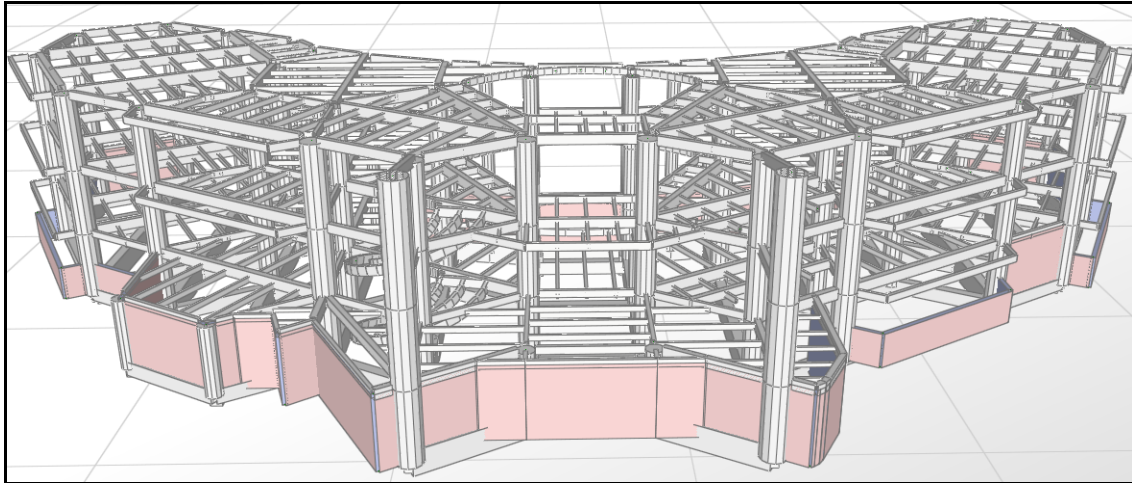


FUENTE: (CEC, 2002, p. 31) [1]

Figura 3.1: (Espectro elástico que presenta el CEC-2002 para el sismo de diseño)

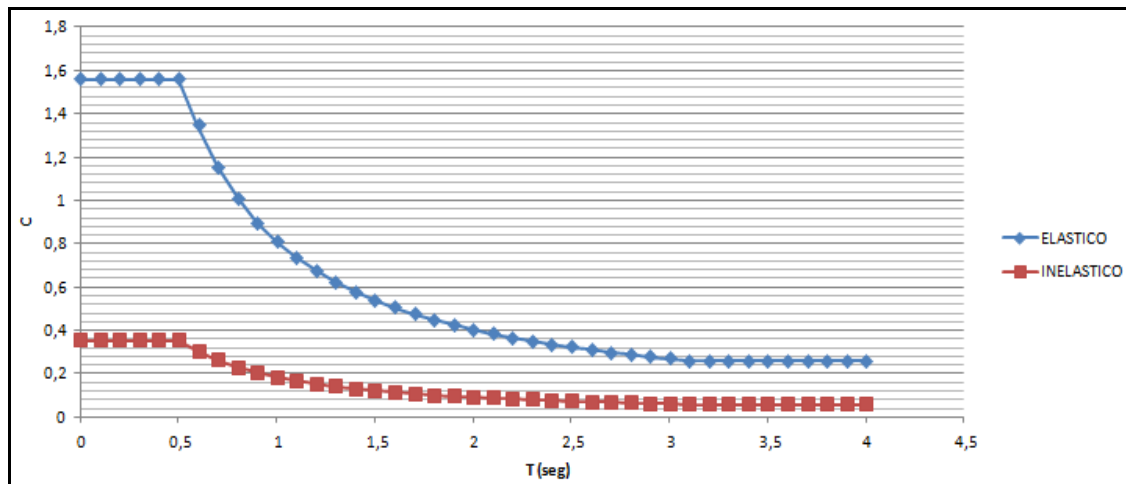
Para la definición del análisis modal espectral $C = f(t)$ se ingresa al programa SAP 2000 v12, un archivo de extensión .txt previamente generado en el programa Excel. Dicho archivo contiene los valores para el espectro inelástico de diseño en los diferentes bloques del Nuevo Auditorio con la siguiente nomenclatura:

- Bloque Central (figura 3.2, figura 3.3 y figura 3.4).
- Bloque de Alas (figura 3.5, figura 3.6 y figura 3.7).
- Bloque de Escenario Exterior (figura 3.8 y figura 3.9).



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

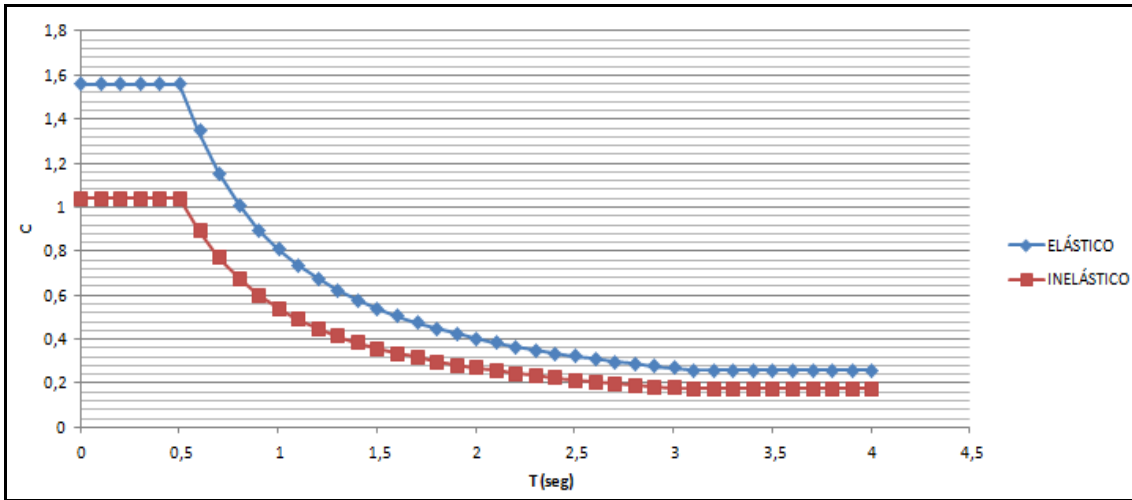
Figura 3.2: (Vista del Bloque Central)



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

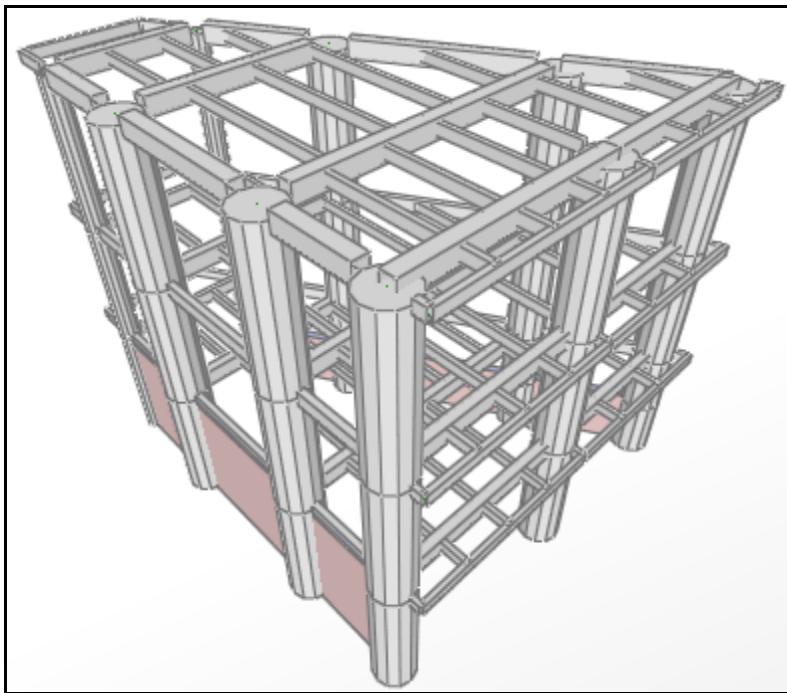
Figura 3.3: (Espectro inelástico de diseño para el Bloque Central)

El Bloque Central del Nuevo Auditorio cuenta en su estructura con volados, los mismos que fueron analizados mediante un espectro (figura 3.4) el mismo que ingresado en el programa SAP 2000 v12 calcula los efectos verticales del sismo de diseño.



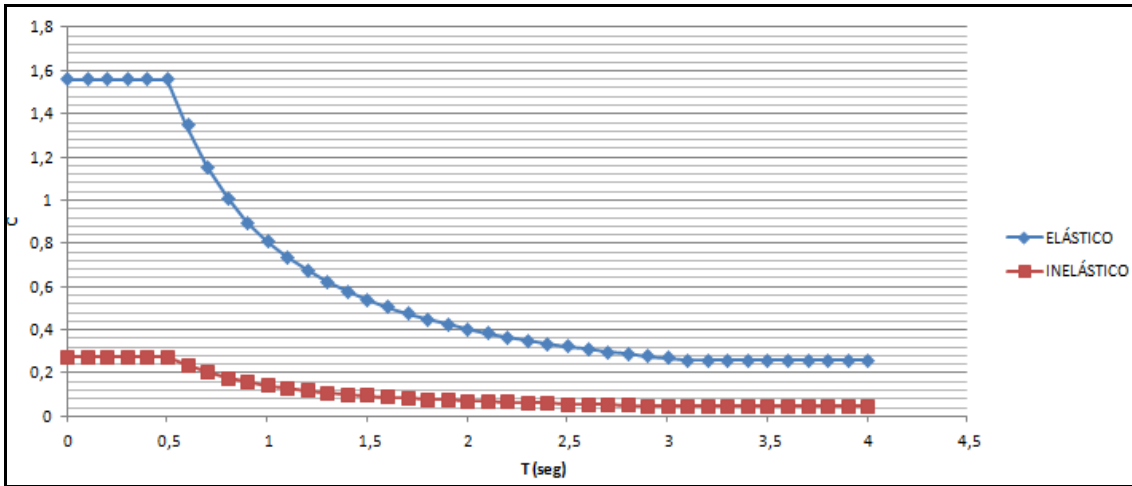
ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 3.4: (Espectro inelástico de diseño para el sector del volado en el Bloque Central)



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

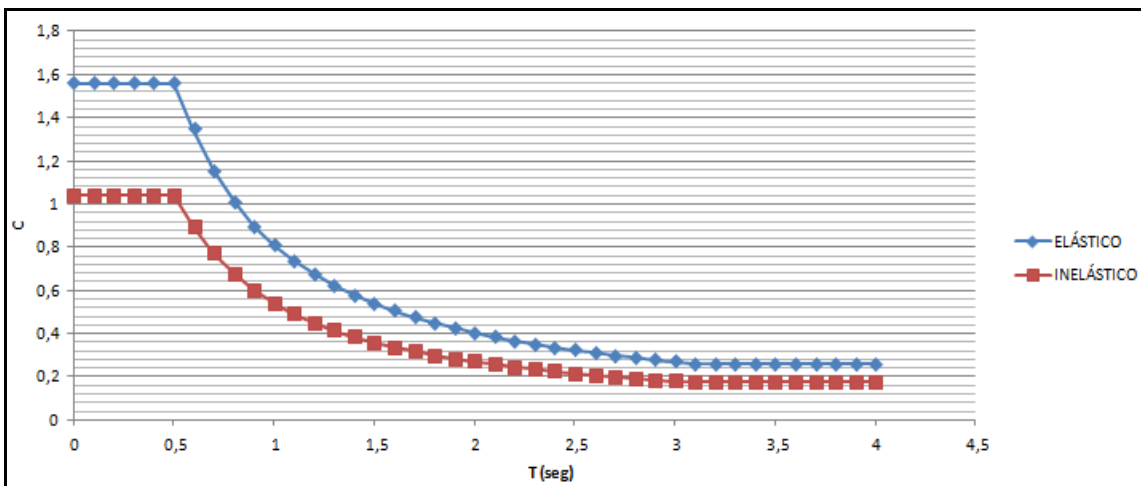
Figura 3.5: (Vista del Bloque de Alas)



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

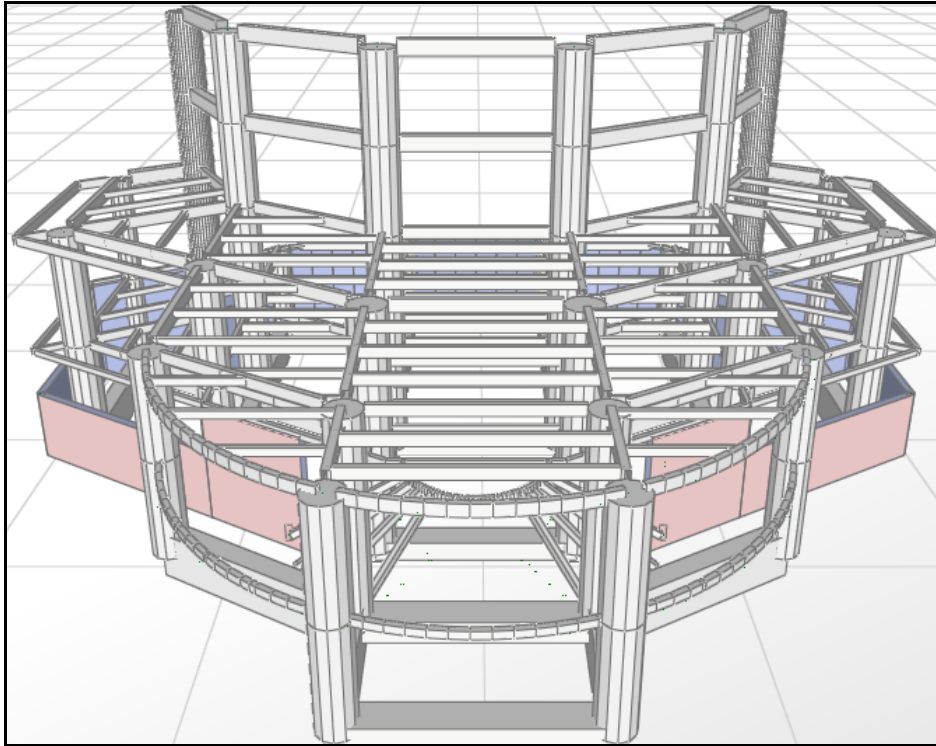
Figura 3.6: (Espectro inelástico para el Bloque de Alas)

El Bloque de Alas del Nuevo Auditorio cuenta en su estructura con volados, los mismos que fueron analizados mediante un espectro (figura 3.7) el mismo que ingresado en el programa SAP 2000 v12 calcula los efectos verticales del sismo de diseño.



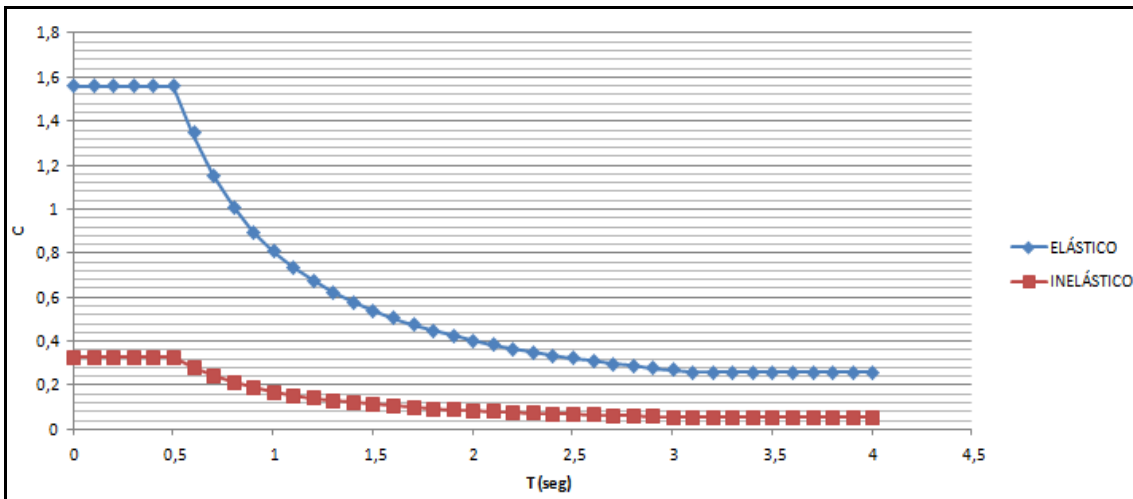
ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 3.7: (Espectro inelástico para el sector del volado en el Bloque de Alas)



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 3.8: (Vista del Bloque de Escenario Exterior)



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 3.9: (Espectro inelástico para el Bloque de Escenario Exterior)

3.2 Límites de la deriva de piso.- Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en los desplazamientos Δ_m de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como

consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas Δ_e , para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán para cada piso, realizando el análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a los efectos trasnacionales y torsionales, y los efectos P- Δ . Adicionalmente, en el caso de pórticos en estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones en las zonas de conexiones a la deriva total del piso.

El valor Δ_m debe calcularse mediante la ecuación 3.3.

$$\Delta_m = R * \Delta_e \quad (\text{ecuación 3.3})$$

El valor Δ_m no debe superar los valores establecidos en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: (Valores máximos para deriva de piso en edificaciones)

Estructuras de	Δ_m máxima
Hormigón Armado, Estructuras Metálicas y de Madera	0.020
De Mampostería	0.010

FUENTE: (CEC, 2002, p. 31) [1]

Los valores de la tabla 3.1 deben ser comparados con las derivas de piso existentes en todos los bloques del Nuevo Auditorio.

A continuación se presenta la tabla 3.2 que detalla los desplazamientos y las derivas de piso en el Bloque de Alas. En dicha tabla se puede observar que las derivas de piso cumplen con los requisitos establecidos por el Código Ecuatoriano de la Construcción.

Tabla 3.2: (Valores de la deriva de piso en el Bloque de Alas)

Desplazamientos y derivas de piso					
Punto	Piso	Desplazamiento-X (m)	Desplazamiento-Y (m)	Deriva-X (m)	Deriva-Y (m)
1	3	0,01763	0,01785	0,01168	0,01561
	2	0,01029	0,00804	0,01282	0,01240
	1	0,00315	0,00113	0,00565	0,00203
2	3	0,01962	0,01663	0,01433	0,01518
	2	0,01061	0,00709	0,01319	0,01116
	1	0,00326	0,0008714	0,00585	0,00156
3	3	0,01689	0,01431	0,01266	0,01330
	2	0,00893	0,00595	0,01120	0,00973
	1	0,00269	0,00053	0,00483	0,00095
4	3	0,01296	0,01374	0,00939	0,01281
	2	0,00706	0,00569	0,00878	0,00933
	1	0,00217	0,00049	0,00389	0,00088
5	3	0,01666	0,01411	0,01104	0,00999
	2	0,00972	0,00783	0,01251	0,01011
	1	0,00275	0,0022	0,00494	0,00395
6	3	0,01787	0,01145	0,01266	0,00850
	2	0,00991	0,00611	0,01278	0,00781
	1	0,00279	0,00176	0,00501	0,00316
7	3	0,01605	0,00719	0,01165	0,00541
	2	0,00873	0,00379	0,01140	0,00495
	1	0,00238	0,00103	0,00427	0,00185
8	3	0,01347	0,00618	0,00964	0,00479
	2	0,00741	0,00317	0,00957	0,00423
	1	0,00208	0,000815	0,00373	0,00146
9	3	0,01167	0,088	0,00832	0,13270
	2	0,00644	0,00459	0,00802	0,00573
	1	0,00197	0,0014	0,00354	0,00251

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

3.3 Aceros estructurales.- En la actualidad se dispone de una amplia variedad de aceros estructurales. Se han hecho importantes mejoras en cuanto

a su resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión, por lo que está a disposición aceros estándar y los llamados aceros de alta resistencia. Los aceros estructurales modernos se pueden clasificar según la ASTM.¹²

El diseño de todos los elementos metálicos que forman todos los bloques del Nuevo Auditorio se compondrá por acero A-572 descrito en la tabla 3.3.

Tabla 3.3: (Detalle de tipo de acero estructural según ASTM)

Tipo según ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos	Fy (kg/cm²)	Fu (kg/cm²)
A-36	Al carbón	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas	2534, (2253 si el espesor es mayor de 8 pulgadas)	4083 a 5631
A-529	Al carbón	Perfiles y placas de hasta ½ pulgada	Similar al tipo A-36	2956 - 3519	4223 a 7039
A-572	Columbio – Vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras hasta 6 pulgadas	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	2956 - 4575	4223 a 5631

FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 199) [2]

¹² American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana que define Estándares de Características de Materiales).

3.3.1 Método ASD.- El diseño ASD¹³ o esfuerzos admisibles ha sido utilizado por décadas para el diseño de acero, por eso la mayor parte de las estructuras de acero que existen actualmente fueron diseñadas utilizando este método. En ASD, las cargas de trabajo o servicio se combinan para los diversos miembros de una estructura para obtener las cargas que producen los esfuerzos máximos. Luego se seleccionan miembros tales que sus esfuerzos elásticos calculados no excedan ciertos valores permisibles. En el diseño de acero estructural esos esfuerzos se calculan como un porcentaje del esfuerzo de fluencia.

3.3.2 Método LRFD.- Para el diseño de los elementos en estructura metálica que componen los diferentes bloques del Nuevo Auditorio, se aplica el método de diseño conocido por sus siglas en inglés LRFD¹⁴.

Este método de diseño se basa en conceptos de estados límite, el mismo que describe una condición en que la estructura o alguna parte de ella deja de cumplir su función. El estado límite se puede catalogar en dos tipos, los de resistencia y los de servicio.

El primero de basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. Mientras que los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones y derivas excesivas, deslizamiento, vibraciones y agrietamientos.

¹³ Allowed Stress Design (Diseño por Esfuerzos Admisibles).

¹⁴ Load Resistance Factors Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

En el método LRFD las cargas de servicio son multiplicadas por los llamados factores de carga o de seguridad. Con este procedimiento se obtienen las cargas mayoradas, las mismas que serán ocupadas en el diseño de la estructura.

$$1.- U = 1.4 D \quad (\text{ecuación 3.4})$$

$$2.- U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{ecuación 3.5})$$

$$3.- U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W) \quad (\text{ecuación 3.6})$$

$$4.- U = 1.2 D \pm 1.6 W + 0.5 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{ecuación 3.7})$$

$$5.- U = 1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{ecuación 3.8})$$

$$6.- U = 0.9 D \pm (1.6 W \text{ o } 1.0 E) \quad (\text{ecuación 3.9})$$

Donde:

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

Lr: Carga viva de techo.

S: Carga de nieve.

R: Carga por lluvia.

W: Carga de viento.

E: Carga por sismo.

Tabla 3.4: (Factores de resistencia para elementos en estructura metálica)

Factores de resistencia ϕ	Situaciones
1.00	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros o tensión.

0.85	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.80	Columnas, aplastamiento del alma, distancia al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A-307)
0.60	Aplastamiento en tornillos A-307, aplastamiento en cimentaciones de concreto.

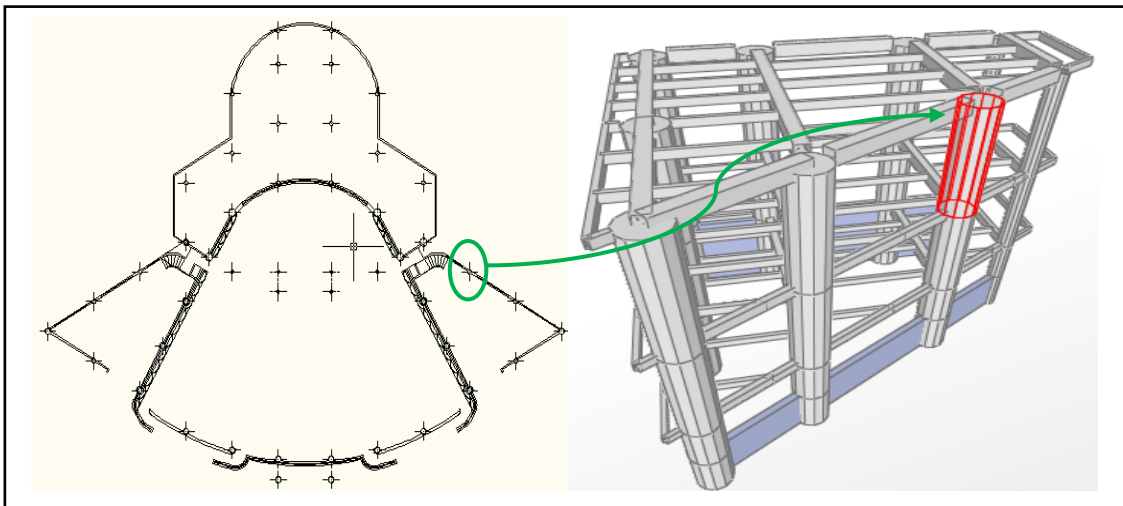
FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 202) [2]

3.4 Efectos de esbeltez.- Un aspecto muy importante que debe ser tomado en cuenta en elementos sometidos a flexo compresión es la *esbeltez*. Se dice que una columna es esbelta cuando su sección es pequeña en comparación con su longitud, la esbeltez está expresada en términos de la longitud del elemento y del radio de giro r . Una columna esbelta experimentará una reducción considerable de su capacidad de carga axial, comparada con una columna de igual sección pero de menor longitud. Esta reducción de capacidad de carga en columnas esbeltas debe ser tomada en cuenta durante el diseño de cada uno de los bloques que componen el Nuevo Auditorio, para esto se recomienda dos posibilidades de análisis.

1. Las columnas pueden diseñarse mediante un análisis estructural de segundo orden, el mismo que toma en cuenta el efecto de las deflexiones, lo que implica el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio sobre la estructura deformada.

2. La segunda posibilidad es diseñar las columnas con el método de *amplificación de momentos*, que es un método aproximado basado en el análisis estructural de primer orden, es decir se plantea el análisis sobre la estructura sin deformar, tomando como base la ecuación de Euler¹⁵.

3.5 Diseño del elemento columna.- Se analiza uno de los elementos tipo columna existente en el bloque de ala que compone el Nuevo Auditorio, ubicado en el eje D-8 como indica la figura 3.10, con las siguientes características de los elementos que concurren a la columna (figura 3.11).



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 3.10: (Ubicación de la columna analizada)

¹⁵ Deducción de la fórmula de Euler detallada en el Anexo A de este documento.

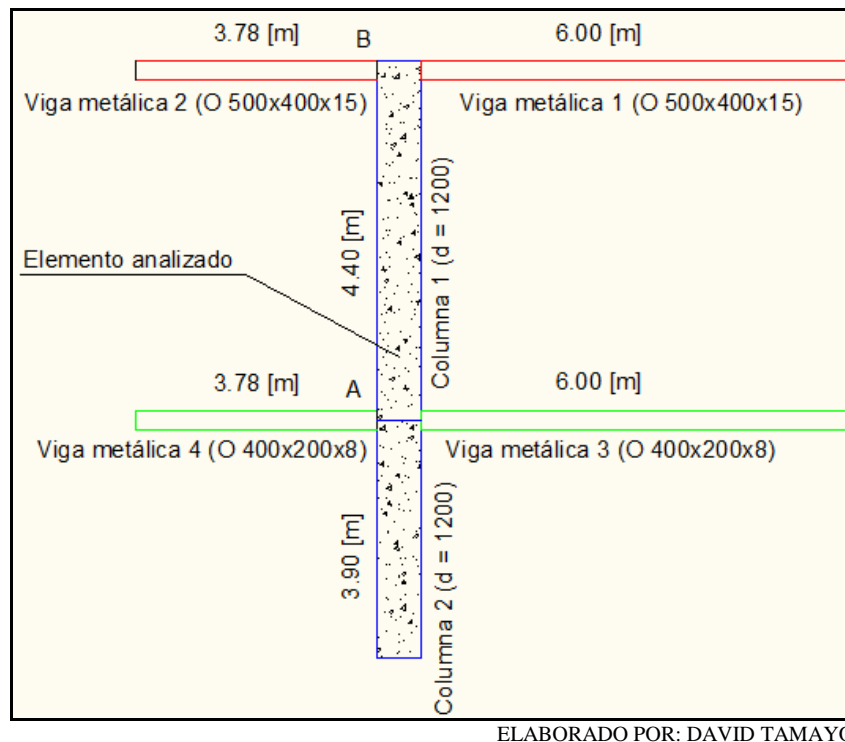


Figura 3.11: (Elementos que confluyen a la columna analizada)

Para el análisis de esbeltez de la columna se considera el sentido de análisis crítico, en este caso, en la dirección “y”.

Datos:

Diámetro columna 1 y 2 (D): 1.20 [m].

Longitud columna 1 (L_c): 4.40 [m].

Longitud columna 2 (L_c): 3.90 [m].

Longitud viga 1 (L_{v1}): 6.00 [m].

Longitud viga 2 (L_{v2}): 3.78 [m].

f'_c : 280 [kg/cm^2] (columna de hormigón).

f_y : 4200 [kg/cm^2] (acero de refuerzo).

f_y : 3515 [kg/cm^2] (perfilería metálica – vigas).

E_c (hormigón): 225898.21 [kg/cm^2].

E_v (acero - vigas): 2038901.90 [kg/cm^2].

Con ayuda del programa SAP 2000 v12 se obtiene los valores de la inercia para las vigas metálicas que se unen a la columna (figura 3.12 y figura 3.13).

Section Name			
VIGA500x400x15			
Properties			
Cross-section (axial) area	261.	Section modulus about 3 axis	3861,83
Torsional constant	120228,36	Section modulus about 2 axis	3413,7875
Moment of Inertia about 3 axis	96545,75	Plastic modulus about 3 axis	4566,75
Moment of Inertia about 2 axis	68275,75	Plastic modulus about 2 axis	3914,25
Shear area in 2 direction	150.	Radius of Gyration about 3 axis	19,233
Shear area in 3 direction	120.	Radius of Gyration about 2 axis	16,1738
OK			

FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 3.12: (Propiedades geométricas de la viga 1 y 2)

Section Name			
VIGA400x200x8			
Properties			
Cross-section (axial) area	93,44	Section modulus about 3 axis	992,2287
Torsional constant	15519,643	Section modulus about 2 axis	673,2254
Moment of Inertia about 3 axis	19844,574	Plastic modulus about 3 axis	1217,024
Moment of Inertia about 2 axis	6732,2539	Plastic modulus about 2 axis	749,824
Shear area in 2 direction	64.	Radius of Gyration about 3 axis	14,5732
Shear area in 3 direction	32.	Radius of Gyration about 2 axis	8,4882
OK			

FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 3.13: (Propiedades geométricas de la viga 3 y 4)

A continuación se calcula los valores de inercia correspondientes para los elementos viga y columna.

$$I_{g_{VIGA\ 1}} = 96545.75 [cm^4] \text{ (viga metálica 1 y 2)}$$

$$I_{g_{VIGA\ 2}} = 19844.57 [cm^4] \text{ (viga metálica 3 y 4)}$$

Con la fórmula para el cálculo de la inercia de un figura circular (ecuación 3.10) se obtiene la inercia para el elemento columna.

$$I_{g_{COLUMNA}} = \frac{\pi * r^4}{4} = \frac{3.1415926 * (60.00cm)^4}{4} = 10178760 [cm^4] \quad (\text{ecuación 3.10})$$

Los pórticos que conforman todos los bloques del Nuevo Auditorio se encuentran conformados por vigas metálicas y columnas de hormigón armado, por lo tanto para el cálculo de los factores de rigidez en cada uno de estos elementos se basará en la resolución de la ecuación 3.11.

$$k = \frac{E * I}{L} \quad (\text{ecuación 3.11})$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del material.

I: Inercia del elementos estructural.

L: Longitud del elemento estructural.

La rigidez para los elementos vigas serán los siguientes:

$$k_{VIGA\ 1} = \frac{E_V * I_{g_{VIGA}}}{L_{V1}} = \frac{2038901.90kg/cm^2 * 96545.75cm^4}{600.00cm} = 328078710.37 [kg * cm]$$

$$k_{VIGA\ 2} = \frac{E_V * I_{g_{VIGA}}}{L_{V2}} = \frac{2038901.90kg/cm^2 * 96545.75cm^4}{378.00cm} = 520760087.60 [kg * cm]$$

$$k_{VIGA\ 3} = \frac{E_V * I_{g_{VIGA}}}{L_{V1}} = \frac{2038901.90kg/cm^2 * 19844.57cm^4}{600.00cm} = 67435219.13 [kg * cm]$$

$$k_{VIGA\ 4} = \frac{E_V * I_{g_{VIGA}}}{L_{V2}} = \frac{2038901.90kg/cm^2 * 19844.57cm^4}{378.00cm} = 107040030.36 [kg * cm]$$

La rigidez para los elementos columnas serán los siguientes:

$$k_{Columna 1} = \frac{Ec * I_{COLUMNA}}{L_{C1}} = \frac{225898.21kg / cm^2 * 10178760cm^4}{440.00cm}$$

$$k_{Columna 1} = 5225826509.14 [kg * cm]$$

$$k_{Columna 2} = \frac{Ec * I_{COLUMNA}}{L_{C2}} = \frac{225898.21kg / cm^2 * 10178760cm^4}{390.00cm}$$

$$k_{Columna 2} = 5895804266.72 [kg * cm]$$

Ahora se obtiene los factores de rigidez para cabeza y pie de columna.

$$\psi_B = \frac{\sum k_{columna}}{\sum k_{viga}} \text{ (que confluyen al nudo en el sentido de analisis)}$$

$$\psi_B = \frac{5225826509.14kg * cm}{328078710.37kg * cm + 520760087.60kg * cm} = 6.16 \quad \text{(ecuación 3.12)}$$

$$\psi_A = \frac{\sum k_{columna}}{\sum k_{viga}} \text{ (que confluyen al nudo en el sentido de analisis)}$$

$$\psi_A = \frac{5225826509.14kg * cm + 5895804266.72kg * cm}{67435219.13kg * cm + 107040030.36kg * cm} = 63.74 \quad \text{(ecuación 3.13)}$$

Mediante el uso de un nomograma para estructuras no arriostradas (figura 3.14) se obtiene el valor de la longitud efectiva de la columna para el cálculo de la esbeltez.

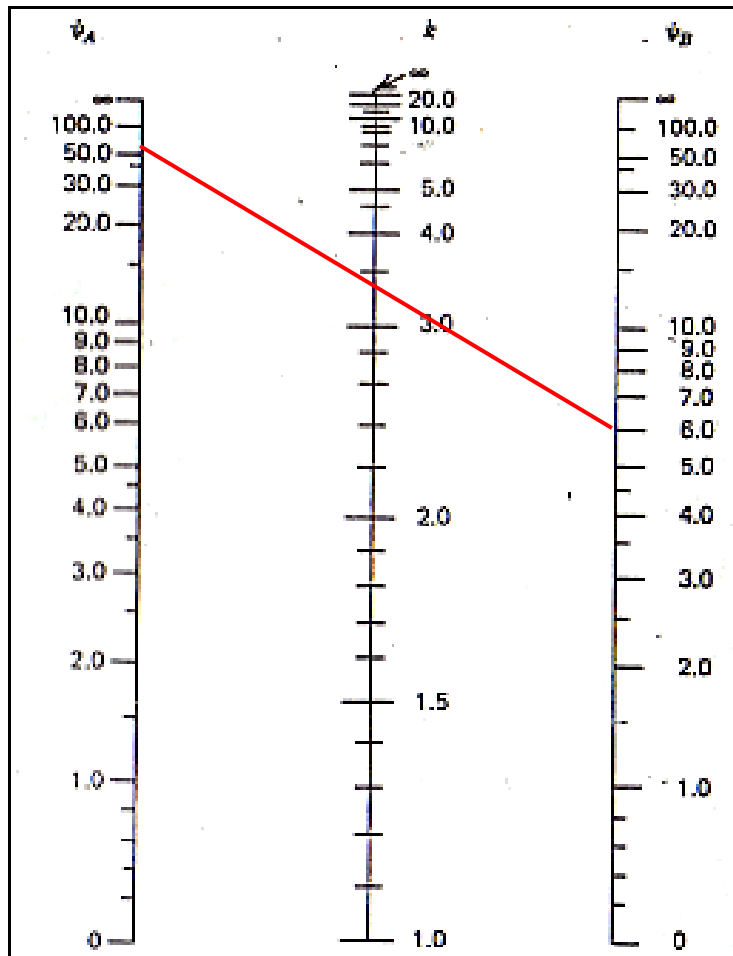


Figura 3.14: (Nomograma de cálculo para estructuras no arriostradas)

$$\left. \begin{array}{l} \psi_A = 63.74 \\ \psi_B = 6.16 \end{array} \right\} k = 3.40 \rightarrow kxLu = 3.40 * (440.00\text{cm} - 60.00\text{cm}) = 1292.00 \text{ [cm]}$$

Con la información disponible se procede a chequear si el elemento columna tiene o no tiene esbeltez, utilizando la expresión correspondiente a sistemas estructurales no arriostrados.

$$\frac{k * Lu}{r} < 22 \quad \text{(ecuación 3.14)}$$

Reemplazando datos en la ecuación 3.14 se tiene:

$$\frac{k * Lu}{r} = \frac{1292.00cm.}{30.00cm.} = 43.07$$

43.07 > 22

La resolución de la ecuación 3.14 indica que en la columna analizada *existen problemas de esbeltez*, por lo tanto se aplica el procedimiento de magnificación de momentos.

Debido a la forma irregular del bloque ala, los valores de carga axial y momento mayorados para el diseño de la armadura longitudinal en la columna analizada, serán los detallados en la tabla 3.5.

Tabla 3.5: (Solicitaciones de diseño para la columna analizada)

Pu: Carga mayorada de diseño.	154.258[t]
Mu: Momento mayorado de diseño.	321.908[t*m]
Diámetro de la columna.	1.20 [m]
Ag: Sección de la columna.	1.131 [m ²]
f'c: Resistencia del hormigón.	280 [kg/cm ²]

FUENTE: (DATOS DEL PROGRAMA SAP 2000)

3.5.1 Cálculo de la armadura longitudinal.- Para el diseño de la armadura longitudinal de la columna analizada se utilizará los Diagramas de Interacción desarrollados por el Ing. Melendez para obtener la cuantía de armado necesaria para las solicitaciones detalladas en la tabla 3.5

En columnas zunchadas el número mínimo de varillas longitudinales será de 6 [CEC 10.9.2], teniendo en cuenta esta recomendación se realiza los cálculos respectivos para obtener los factores (ecuación 3.15 y 3.16) utilizados en el diagrama de interacción.

$$x = \frac{Mu}{Ag * D}$$

$$x = \frac{32190869.00kg * cm}{11309.73cm^2 * 120.00cm} = 23.719 \quad (\text{ecuación 3.15})$$

$$y = \frac{Pu}{Ag}$$

$$y = \frac{154258.00kg}{11309.73cm^2} = 13.639 \quad (\text{ecuación 3.16})$$

Ahora se obtiene el valor de excentricidad (ecuación 3.17) y se lo compara con el valor de excentricidad mínima en columnas establecida en el código de diseño [CEC 10.11.5.4] por medio de la ecuación 3.18.

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$e = \frac{321.908t * m}{154.258t} = 2.087 [m] = 208.70 [cm] \quad (\text{ecuación 3.17})$$

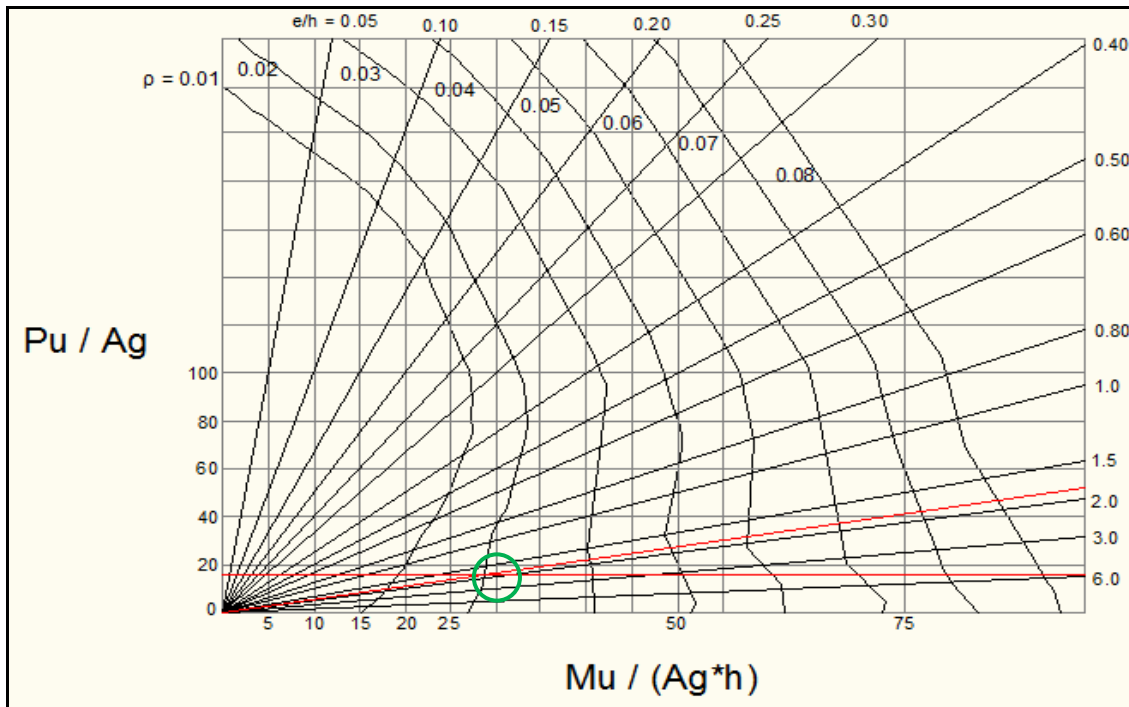
$$e_{\min} = 1.5 + 0.03 * h$$

$$e_{\min} = 1.5 + 0.03 * 120 = 5.10 [cm] \quad (\text{ecuación 3.18})$$

Como el valor de la excentricidad “e” es mayor que el valor mínimo, dicho valor se utiliza para el cálculo de la ecuación 3.19.

$$\frac{e}{h} = \frac{208.70cm}{120.00cm} = 1.739 \quad (\text{ecuación 3.19})$$

Los valores numéricos de las ecuaciones 3.16 y 3.19 se colocan en el diagrama de interacción de la figura 3.15



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 3.15: (Diagrama de interacción para columna zunchada)

Por medio de diagrama de interacción se obtiene un $\rho = 0.022$. Cabe mencionar que el valor obtenido no es el real, ya que el diagrama de interacción de la figura 3.15 se utiliza para un valor de $g = 0.90$, cuando el valor real en la columna analizada es de $g = 0.93$. Es por ello que según el diagrama de interacción de programa SAP 2000, el valor de $\rho = 0.0261$.

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_s = 0.0261 * 11309.73 \text{ cm}^2 = 295.18 \text{ [cm}^2\text{]}$$

(ecuación 3.20)

Para zonas sísmicas el Código Ecuatoriano de la Construcción [CEC 21.4.3.1] establece una cuantía mínima de armado principal en columnas de 0.01 y una cuantía máxima más restrictiva de 0.06.

Por lo tanto la columna quedará conformada de la siguiente forma:

$$50 \phi 28 \text{ mm (en toda la columna)}$$

3.5.2 Cálculo de la armadura transversal.- Para zona sísmica el CEC-2001 [CEC 10.9.3] especifica que la armadura transversal mínima tipo zuncho para columnas se determina con la ecuación 3.21.

$$\rho_{z_{\min}} = 0.45 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{ecuación 3.21})$$

Donde:

A_g : Área de la sección.

A_c : Área del núcleo.

A_e : Área del zuncho.

En caso de no cumplirse con esta cuantía mínima, la columna deberá diseñarse como columna circular con estribos, en cuyo caso el coeficiente de reducción de capacidad ϕ tiene un valor de 0.70.

El cálculo del espaciamiento S para la armadura transversal se obtiene con la ecuación 3.22.

$$S = \frac{4 * A_e}{\rho_z * d_s} \quad (\text{ecuación 3.22})$$

$$\rho_{s_{\min}} = 0.12 * \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{ecuación 3.23})$$

Donde:

ρ_z : Cuantía de armado.

d_s : Espesor del recubrimiento de hormigón medido desde a fibra externa en tensión al centro de la varilla o alambre más cercano a esa fibra.

El diámetro mínimo del refuerzo transversal de la columna (zuncho) detallado en el CEC-2001 [CEC 7.10.4.2] para zona sísmica es de 10mm.

Un diseño ideal para la armadura transversal debe cumplir que $\rho_s > \rho_{s_{\min}}$, en caso de no cumplir con lo detallado anteriormente se diseña con la armadura mínima $\rho_{s_{\min}}$.

Datos:

Diámetro (D): 0.90 [m].

Recubrimiento (r): 4.00 [cm].

f'c: 280 [kg/cm²].

fy: 4200 [kg/cm²].

Reemplazando valores en la ecuación 3.21 se tiene:

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{D^2}{(D - 2 * r)^2} = \frac{(0.90m)^2}{(0.90m - 2 * 0.04m)^2} = 1.2046$$

$$\rho_{s_{\min}} = 0.45 * (1.2046 - 1) * \frac{280kg / cm^2}{4200kg / cm^2} = 0.006138$$

$$\rho_{s_{\min}} = 0.12 * \frac{280kg / cm^2}{4200kg / cm^2} = 0.0080$$

Como $\rho_{s_{\min}} < \rho_{s_{\min}}$ Asumo $\rho = 0.0080$

Para un zuncho de 12mm. se obtiene la siguiente área:

$$A_e = 1.13cm^2 \rightarrow 1\phi 12mm.$$

Calculando la distancia d_s se tiene:

$$d_s = 90.00cm - 2 * (4.00cm) - 2 * \left(\frac{1.20cm}{2} \right) = 80.80 [cm] \quad (\text{ecuación 3.24})$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.22 se tiene:

$$S = \frac{4 * 1.13cm^2}{0.0080 * 80.80cm} = 7.00 [cm]$$

La presencia del zuncho provoca un efecto de confinamiento del hormigón que permanece en su interior y se conoce como núcleo, lo que mejora la ductilidad y su resistencia a la rotura por compresión. Para conseguir este efecto los códigos establecen que el espaciamiento libre entre ramales contiguos del zuncho debe estar comprendido entre 2.50cm.y 8.00cm. [CEC 7.10.4.3].

La distribución de la armadura transversal se efectuará de la siguiente forma.

$$1 \phi 12mm @ 7cm \quad (A \text{ toda la altura})$$

El cálculo de la armadura transversal para las diferentes dimensiones de columnas existentes en los diferentes bloques que componen el Nuevo Auditorio se detalla en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: (Armadura transversal para las diferentes secciones de columna)

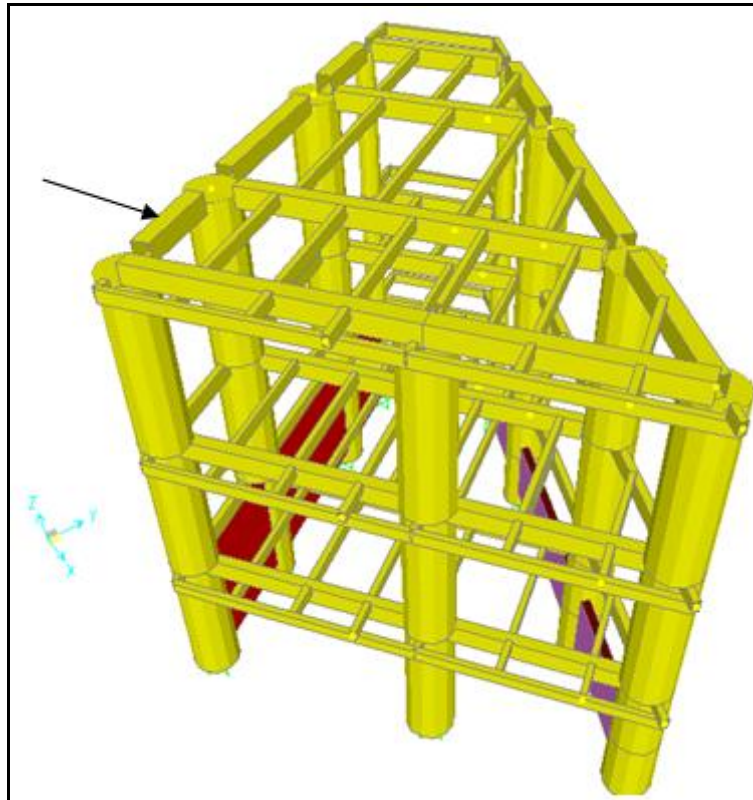
Diámetro (m)	Ag/Ac	ρ_z	ρ_{smin}	A_e (cm ²)	d_s (cm)	S (cm)	Distribución de armadura
1,10	1,163	0,00489	0,008	1,13	100,80	5,61	1 ϕ 12mm @ 5,50cm. A toda la altura
1,20	1,148	0,00444	0,008	1,13	110,80	5,10	1 ϕ 12mm @ 5,00cm. A toda la altura
1,25	1,141	0,00424	0,008	1,13	115,80	4,88	1 ϕ 12mm @ 5,00cm. A toda la altura
1,30	1,135	0,00406	0,008	1,13	120,80	4,68	1 ϕ 12mm @ 4,50cm. A toda la altura

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

3.6 Diseño del elemento viga.- Para el diseño de vigas metálicas, el problema se trata con las fórmulas de interacción entre la carga axial y los momentos flexionantes.

La viga que se analiza (figura 3.16) tiene las siguientes solicitaciones, que han sido tomadas de la combinación de cargas que resulta más crítica como se muestra a continuación:

P =	72.735 [t]
M_{ux} =	99.253[t*m]
M_{uy} =	66.787[t*m]



FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 3.16: (Ubicación de la viga analizada)

Para el sentido que se está analizando, en este caso el sentido “x”, el elemento tiene el valor de $k = 1.00$.

$$k_x = 1.00 \rightarrow Klu = 1.00 * 337.00 \text{cm} = 337.00 [\text{cm}] = 132.68. [\text{pu lg}]$$

Con la ayuda del programa SAP 2000 v12 se obtiene las propiedades geométricas de la sección a analizar, la misma que compone una viga principal en el Bloque de Alas (figura 3.17).

Section Name		VIGA500X400X20	
Properties			
Cross-section (axial) area	344,	Section modulus about 3 axis	4986,3467
Torsional constant	154743,07	Section modulus about 2 axis	4390,9333
Moment of Inertia about 3 axis	124658,67	Plastic modulus about 3 axis	5956,
Moment of Inertia about 2 axis	87818,67	Plastic modulus about 2 axis	5096,
Shear area in 2 direction	200,	Radius of Gyration about 3 axis	19,0363
Shear area in 3 direction	160,	Radius of Gyration about 2 axis	15,9777

OK

FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 3.17: (Propiedades geométricas de la viga analizada)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{337.00cm}{19.036cm} = 17.703$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{337.00cm}{15.978cm} = 21.091$$

Con el valor crítico de $(KL/r)_y$, se obtiene el factor ϕF_{cr} con la tabla 3.7.

Tabla 3.7: (Valores del factor ϕF_{cr})

$\frac{KL}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$	$\frac{KL}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$	$\frac{KL}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$
16	41.71	56	33.79	96	21.67
17	41.61	57	33.51	97	21.36
18	41.51	58	33.23	98	21.06
19	41.39	59	32.95	99	20.76
20	41.28	60	32.67	100	20.46
21	41.15	61	32.38	101	20.16

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla 3-50) [3]

$$\phi * F_{cr} = 41.15 \text{ ksi} = 2899.17 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con el factor ϕF_{cr} se calcula la carga nominal afectada por el factor de reducción $\phi_c * P_n$.

$$\phi_c * P_n = \phi * F_{cr} * A \quad (\text{ecuación 3.25})$$

Donde:

A: Área de la sección analizada (figura 3.17).

Resolviendo la ecuación 3.25 se tiene:

$$\phi_c * P_n = 2899.17 \text{ kg/cm}^2 * 344.00 \text{ cm}^2 = 997314.48 \text{ [kg]} = 997.31 \text{ [t]}$$

En primera instancia, para obtener un cálculo preliminar del coeficiente de resistencia del perfil metálico, se calcula el factor con la ecuación 3.26. Dicho valor se compara con las ecuaciones 3.27 y 3.28 para escoger la expresión de análisis.

$$\frac{P_u}{\phi_c * P_n} = \frac{72.735}{997.31} = 0.072 < 0.2 \quad (\text{ecuación 3.26})$$

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{\phi_c * P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (\text{ecuación 3.27})$$

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{\phi_c * P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2 * \phi_c * P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (\text{ecuación 3.28})$$

Para analizar un miembro sujeto a flexo compresión necesitamos efectuar un análisis de primer orden, y de segundo orden para obtener los momentos flexionantes. El momento de primer orden por lo general se obtiene haciendo un análisis elástico y consta de los momentos M_{nt} (momentos causados por

cargas de gravedad) y los momentos M_{lt} (momentos debidos a las cargas laterales, esto es, debido a la traslación lateral).

Teóricamente, si tanto las cargas como la estructura son simétricas, M_{lt} será cero. De igual manera si la estructura está soportada lateralmente, M_{lt} será cero. Es posible desde luego, tener deflexiones laterales en edificios altos con cargas simétricas.

Como el elemento analizado tiene soporte lateral, el momento M_{lt} será cero.





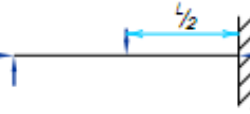

De la tabla 8 detallada en el manual LRFD¹⁶, se obtiene el valor de P_{e1} . Como el valor de $Kl/r = 21.091$ no se detalla en la tabla anteriormente señalada, por lo tanto el valor de P_{e1} se obtiene con la resolución de la ecuación 3.29.

$$P_{e1(X)} = \frac{\pi^2 * E * I_x}{(Kx * Lx)^2} = \frac{\pi^2 * 29 \times 10^3 \text{ ksi} * (124658.67 / 2.54^4) \text{ pulg}^4}{(1 * 132.68 \text{ pulg})^2} \quad (\text{ecuación 3.29})$$

$$P_{e1(X)} = 48693.89 \text{ [klb]} = 22133.58 \text{ [t]}$$

El valor del factor de modificación C_m se obtiene resolviendo la ecuación 3.30 en base a las especificaciones de la figura 3.18.

¹⁶ American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, 2da. Edición, Chicago, AISC, 1994, table 8, p. 6-154.

Case	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla C-C1.1) [3]

Figura 3.18: (Valores del factor de modificación C_m)

$$C_m = 1 - 0.4 * \frac{P_u}{P_{e1}} \quad (\text{ecuación 3.30})$$

$$C_m = 1 - 0.4 * \frac{72.735t}{22133.58t} = 0.998$$

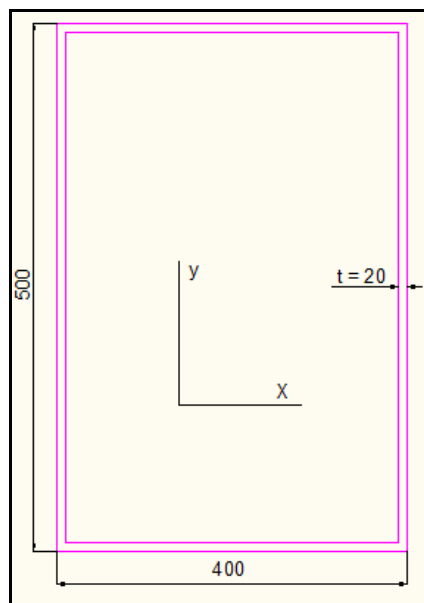
La teoría de factores de amplificación específica lo siguiente:

- Con B_1 se estima el efecto de P_u para una columna, este o no este el marco estructural soportado contra el pandeo.
- Con B_2 se estima el efecto de P_u en marcos sin soporte lateral.

Los factores de amplificación B_1 y B_2 son teóricamente aplicables cuando las conexiones están totalmente restringidas o cuando ellas no están

restringidas en absoluto. Por lo tanto dichos factores no son aplicables en el presente diseño.

A continuación se realiza el cálculo para saber si el perfil analizado (figura 3.19) es compacto, no compacto o esbelto. En el manual AISC LRFD están publicadas las tablas correspondientes para encontrar los límites ancho espesor para elementos a compresión, en el presente caso se trata de una sección cuadrada hueca con una relación ancho – espesor como se muestra en las ecuaciones 3.31 y 3.32.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 3.19: (Dimensiones de la sección analizada)

$$\text{Sentido } y = \frac{b}{t} = \frac{500\text{mm} - 2 * 20\text{mm}}{20\text{mm}} = 23.00 \quad (\text{ecuación 3.31})$$

$$\text{Sentido } x = \frac{b}{t} = \frac{400\text{mm} - 2 * 20\text{mm}}{20\text{mm}} = 18.00 \quad (\text{ecuación 3.32})$$

La relación ancho–espesor para la sección que se está analizando es diferente para la dirección “x” y “y”. Este valor debe ser comparado con los límites establecidos en las tablas del manual AISC LRFD (tabla 3.8 y 3.9) para la sección propuesta, estos límites toman los nombres de λ_p y λ_r . Para que una sección sea compacta, sus patines deberán estar conectados en forma continua al alma (o almas) y adicionalmente, la relación ancho – espesor no será mayor que λ_p . Una sección no compacta, es aquella cuya relación ancho – espesor es mayor que λ_p pero menor que λ_r . Finalmente si una sección supera los límites antes mencionados, se tratara de una sección esbelta.

Tabla 3.8: (Ecuación para el cálculo de la relación ancho-espesor)

Elemento viga	Relación ancho - espesor	Límites de la relación ancho – espesor, Λ_p	
		General	Para $F_y = 50$ ksi.
Patines de secciones I y canales.	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	9.2
Patines de vigas sección caja cuadrada y rectangular.	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	26.9

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaB-1) [3]

Tabla 3.9: (Ecuación para el cálculo de una sección compacta o no compacta)

Descripción del elemento	Relación ancho - espesor	Límites de la relación ancho - espesor	
		λ_p (compacto)	λ_t (no compacto)
Patines de secciones en caja cuadrada o rectangular y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión, cubre placas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldadura.	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	$238/\sqrt{F_y}$

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaB5.1) [3]

Se calcula a continuación el valor de λ_p y λ_r en base a las especificaciones de la tabla 3.9.

$$\lambda_p = \frac{190}{\sqrt{f_y}} = \frac{190}{\sqrt{50 \text{ksi}}} = 26.9 \quad \text{(ecuación 3.33)}$$

$$\lambda_r = \frac{238}{\sqrt{f_y}} = \frac{238}{\sqrt{50 \text{ksi}}} = 33.66 \quad \text{(ecuación 3.34)}$$

Como el valor de la relación ancho – espesor en el sentido “y” de la sección (ecuación 3.31) es menor que λ_p , por lo tanto la sección es compacta. La relación ancho – espesor en el sentido “x” de la sección (ecuación 3.32) es menor que λ_p , por lo tanto la sección es compacta.

La sección compacta es lo suficientemente fuerte para desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. De este particular se desprende las ecuaciones 3.35 y 3.36 para secciones compactas.

$$\begin{aligned}\phi b * M_{nx} &= \phi b * f_y * Z_x \\ \phi b * M_{nx} &= 0.90 * 3.515t / cm^2 * 5956.00cm^3 \\ \phi b * M_{nx} &= 18841.81 [t * cm] = 188.42 [t * m]\end{aligned}\quad \text{(ecuación 3.35)}$$

$$\begin{aligned}\phi b * M_{ny} &= \phi b * f_y * Z_y \\ \phi b * M_{ny} &= 0.90 * 3.515t / cm^2 * 5096.00cm^3 \\ \phi b * M_{ny} &= 16121.20 [t * cm] = 161.21 [t * m]\end{aligned}\quad \text{(ecuación 3.36)}$$

Continuando con el cálculo se obtiene el valor de la ecuación 3.37.

$$\frac{P_u}{\phi_c * P_n} = \frac{P_u}{0.85 * F_{cr} * A_g}\quad \text{(ecuación 3.37)}$$

Donde:

Φ_c : Factor de reducción de capacidad para compresión.

P_n : Carga nominal.

F_{cr} : Esfuerzo crítico a compresión.

A_g : Área neta de la sección.

Reemplazando valores en la ecuación 3.37 se tiene lo siguiente:

$$\frac{P_u}{\phi_c * F_{cr} * A_g} = \frac{72.735t}{2.899t / cm^2 * 344.00cm^2} = 0.073 < 0.2$$

El resultado de la expresión anterior indica que se debe realizar la comparación del esfuerzo que puede resistir el perfil se la debe hacer con la ecuación 3.28.

$$\frac{Pu}{2 * \phi_c * P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.036 + \left(\frac{99.253t * m}{188.42t * m} + \frac{66.787t * m}{161.21t * m} \right) \leq 1$$

$$0.036 + 0.527 + 0.414 \leq 1$$

$$0.977 \leq 1$$

3.6.1 Análisis de resultados.- Los resultados indican que el perfil metálico que forma la viga soporta las solicitaciones de carga impuestas.

3.7 Referencias.-

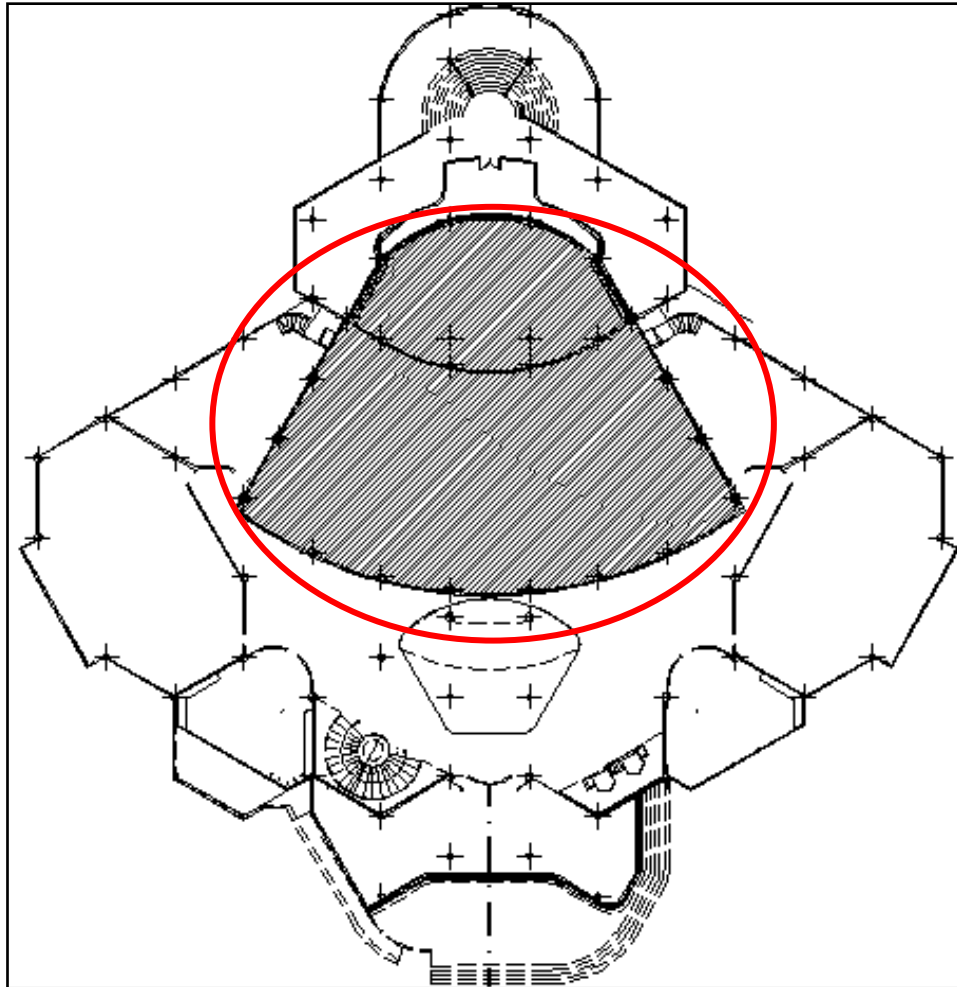
- [1] CEC-2002, (2002), Código Ecuatoriano de la Construcción, Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- [2] GUERRA Y CHACÓN (2010), Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS, 1a. ed, Quito, Ecuador.
- [3] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 2a. ed, Chicago, 1994.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES “CUBIERTA DEL ESCENARIO”

En el presente capítulo se describe las características de los diferentes elementos que componen la estructura de la cubierta que cubre el escenario del Nuevo Auditorio, las normativas vigentes en el país para el diseño de cubiertas, además de cargas de diseño estipulado en los códigos el AISC 1997 LRFD (última resistencia), ACI 318-08 y CEC-2001.

4.1 Descripción general de la cubierta.- A continuación se detalla las características principales de la estructura que compone la cubierta del escenario.

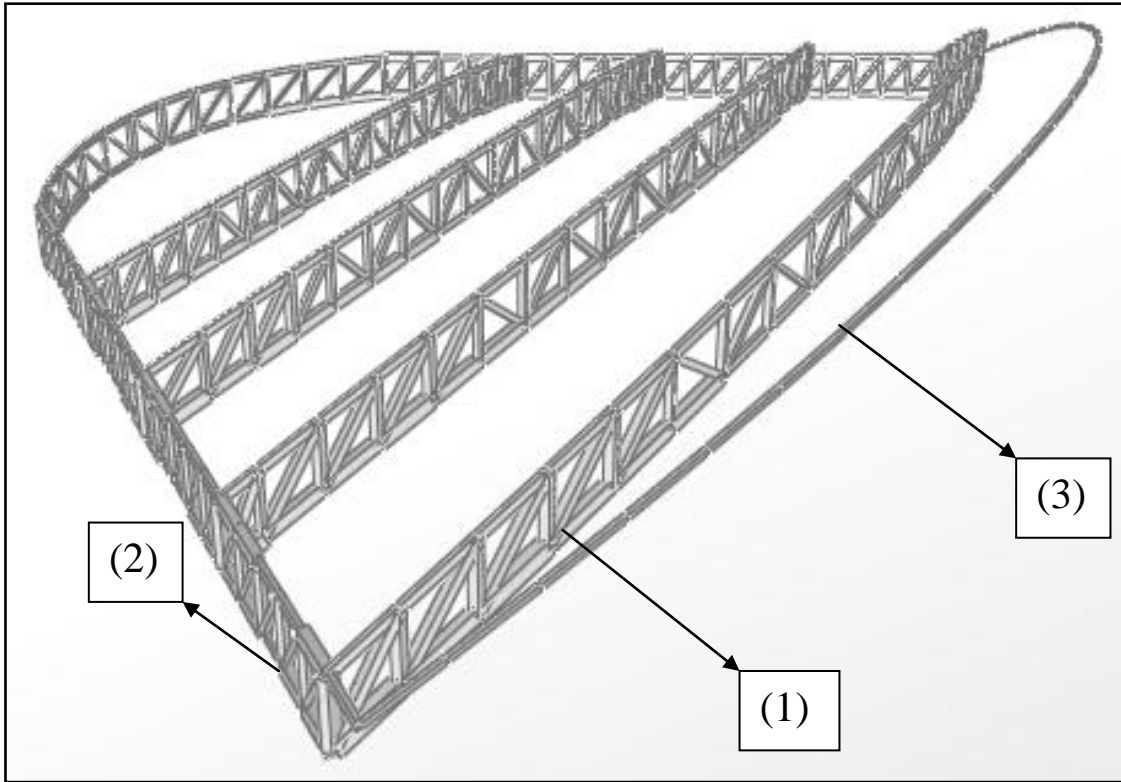
4.1.1 Ubicación.- La cubierta del escenario se localiza en la parte central del Nuevo Auditorio, es una estructura en forma de cono truncado que protege al Bloque de Escenario Auditorio descrito en la sección 2.2.4 del capítulo 2.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.1: (Esquema de ubicación de la cubierta del escenario en el Nuevo Auditorio)

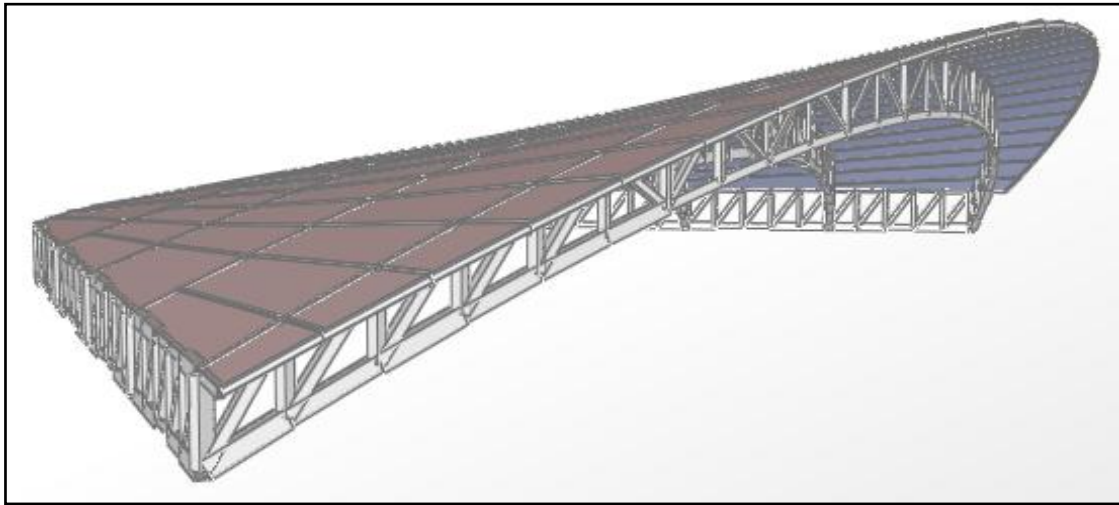
4.1.2 Conformación de elementos.- La estructura que compone la cubierta del escenario del Nuevo Auditorio está conformada por 5 elementos estructurales tipo cercha en posición curva espacial tanto horizontal como vertical (1), 2 elementos en posición recta tipo cercha (2) y un elemento en posición curva conformado por perfiles cuadrados huecos (3), todos formando una sola estructura detallada en la figura 4.2.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.2: (Ubicación de elementos estructurales en la cubierta)

Además la cubierta se conforma de una losa maciza curva en toda el área que compone la misma (figura 4.3). La estructuración del elemento losa se realizó en base a requerimientos arquitectónicos, en especial de la parte acústica que debe contener el auditorio.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.3: (Visualización de la losa de cubierta)

4.2 Aceros estructurales.- En la actualidad se dispone de una amplia variedad de aceros estructurales. Se han hecho importantes mejoras en cuanto a su resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión, por lo que en el mercado está a disposición aceros estándar y los llamados aceros de alta resistencia. Los aceros estructurales modernos se pueden clasificar según lo indica la ASTM¹⁷.

Para el diseño de todos los elementos metálicos que componen la cubierta del Nuevo Auditorio, se utilizará el acero de tipo A-572 descrito a detalle en la tabla 4.1.

¹⁷ American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana que define Estándares de Características de Materiales).

Tabla 4.1: (Detalle de tipo de acero estructural según ASTM)

Tipo según ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos	Fy(kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)
A-36	Al carbón	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas	2534, (2253 si el espesor es mayor de 8 pulgadas)	4083 a 5631
A-529	Al carbón	Perfiles y placas de hasta ½ pulgada	Similar al tipo A-36	2956 - 3519	4223 a 7039
A-572	Columbio – Vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras hasta 6 pulgadas	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	2956 - 4575	4223 a 5631

FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 199) [1]

4.2.1 Método de diseño LRFD.- Para el diseño de los elementos en estructura metálica de la cubierta del escenario, se aplica el método de diseño llamado “Diseño por factores de Carga y Resistencia”, conocido por siglas en inglés LRFD.

Este método de diseño se basa en conceptos de estados límite, el mismo que describe una condición en que la estructura o alguna parte de ella dejan de

cumplir su función. El estado límite se puede catalogar en dos tipos, los de resistencia y los de servicio.

El primero se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. Mientras que los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones y derivas excesivas, deslizamiento, vibraciones y agrietamientos.

En el método LRFD las cargas de servicio son multiplicadas por los llamados factores de carga o de seguridad. Con este procedimiento se obtienen las cargas mayoradas, las mismas que serán ocupadas en el diseño de la estructura.

$$U = 1.4 D \quad \text{(ecuación 4.1)}$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{(ecuación 4.2)}$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W) \quad \text{(ecuación 4.3)}$$

$$U = 1.2 D \pm 1.6 W + 0.5 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{(ecuación 4.4)}$$

$$U = 1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{(ecuación 4.5)}$$

$$U = 0.9 D \pm (1.6 W \text{ o } 1.0 E) \quad \text{(ecuación 4.6)}$$

Donde:

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

Lr: Carga viva de techo.

S: Carga de nieve.

R: Carga por lluvia.

W: Carga de viento.

E: Carga por sismo.

4.3 Carga muerta.- Carga que soportará los elementos estructurales por componentes permanentes en la construcción de la cubierta.

Tabla 4.2: (Carga muerta en cerchas metálicas que componen la cubierta del escenario)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Lámina de Chova (impermeabilizante)	10.00
Losa de hormigón (e=8.00cm)	192.00
Fibras acústicas	10.00
Cielo falso	25.00
Perfilería metálica	38.83
Carga Muerta Total =	275.83

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Tabla 4.3: (Carga muerta en el sector de volado en la cubierta del escenario)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Lámina de Chova (impermeabilizante)	10.00
Losa de hormigón (e=8.00cm)	192.00
Fibras acústicas	10.00
Cielo falso	25.00
Perfilería metálica	12.98
Carga Muerta Total =	249.98

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Tabla 4.4: (Especificaciones de perfil metálico tipo tubo cuadrado y rectangular)

Dimensiones exteriores a x b(mm)	Espesor e(mm)	Peso teórico (kg/m)	Área de la sección (cm ²)	Momento de inercia de torsión J (cm ⁴)	Momento de inercia de flexión I (cm ⁴)	Radio de giro (cm)
200 x 300	10	72.90	92.91	12970.00	11390.00	11.07
200 x 300	6	45.10	57.45	8133.00	7328.00	11.29
200 x 300	4	33.60	39.36	5472.94	5164.66	11.46
200 x 200	8	46.70	59.46	5807.00	3589.00	7.769
200 x 100	6	26.30	33.45	1420.00	572.30	4.136
200 x 100	4	17.90	22.87	987.50	408.70	4.228
150 x 150	6	26.30	33.45	1837.00	1135.00	5.826
150 x 150	4	17.90	22.87	1268.00	803.20	2.927
100 x 100	4	12.00	15.28	360.60	234.00	3.913

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

4.4 Carga viva.- Para el área que constituye la cubierta del auditorio, se tomará en cuenta las siguientes solicitaciones de carga:

1. Carga por acumulación de agua debido a la absorción y peso de canelones.
2. Carga por la acumulación de granizo.
3. Carga por la acumulación de ceniza volcánica.
4. Carga por mantenimiento.

Carga viva total	150 (kg/m ²)
------------------	--------------------------

4.5 Carga de viento.- Para las solicitaciones debido a las cargas de viento que afectan la cubierta se tomarán en cuenta procedimientos de cálculo

regidas por normas internacionales y descritas en las siguientes secciones de este capítulo.

4.5.1 Normativas utilizadas.- La acción del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, de la dirección del viento, de la forma y rigidez de la estructura así como de la rugosidad de su superficie.

Las fuerzas del viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento dependiendo de la pendiente y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento.

La acción del viento se traduce en una fuerza estática equivalente, la cual se puede calcular mediante la ecuación 4.7.¹⁸

$$P_o = \frac{1}{2} * \rho * V^2 \quad (\text{ecuación 4.7})$$

Donde:

ρ = densidad $\approx 1,20$ [kg/ m³].

V = velocidad del viento (m/s).

De este modo, la expresión teórica finalmente queda

$$P_o = \frac{V^2}{24} \quad (\text{ecuación 4.8})$$

Debido a que las superficies estructurales sobre las que actúa el viento no son aerodinámicas, los códigos utilizan una presión básica para el diseño.

$$P_o = \frac{V^2}{16} \quad (\text{ecuación 4.9})$$

Esta fuerza equivalente se transforma en las respectivas fuerzas a barlovento y sotavento a través de las ecuaciones 4.10 y 4.11, las cuales consideran que el

¹⁸ Presión del viento general desarrollada por el autor Bernoulli.

aire solo puede fluir por encima de la estructura, pues por debajo se encuentra el suelo.

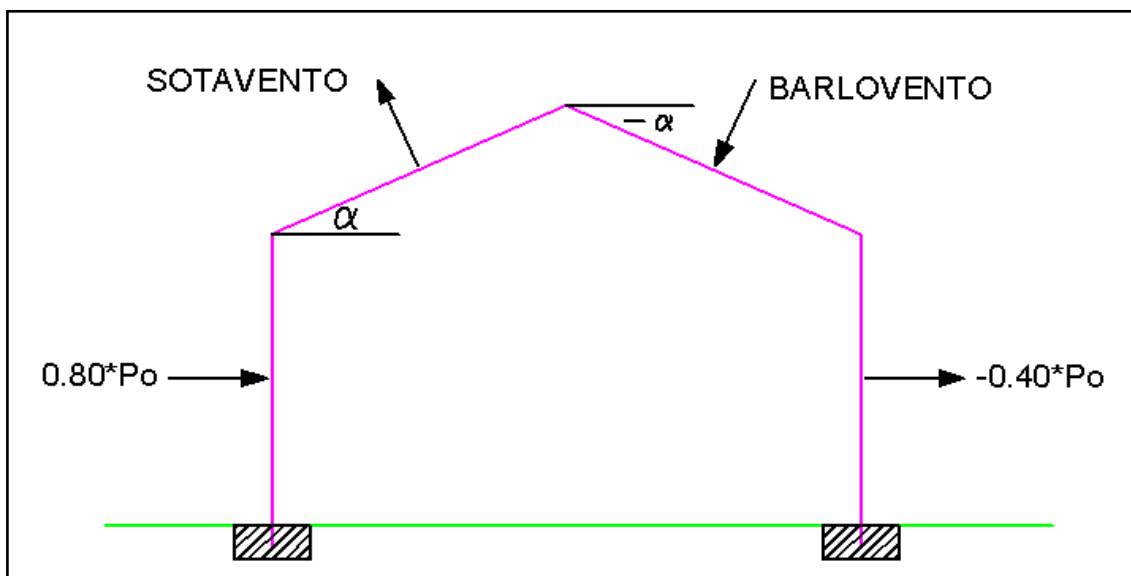
$$W_{x(\text{barlovento})} = P_o [1,20*\text{Sen}(\alpha) - 0.40] \quad (\text{ecuación 4.10})$$

$$W_{x(\text{sotavento})} = P_o [1,20*\text{Sen}(-\alpha) - 0.40] \quad (\text{ecuación 4.11})$$

Donde

α : Ángulo de inclinación de la cubierta.

Estas presiones son colocadas en forma distribuida en la superficie donde ejerce la presión del viento (figura 4.4).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.4: (Presiones de viento sobre la estructura)

Para realizar un correcto análisis por cargas de viento, la norma ASCE 7-05¹⁹ y NTC²⁰ toma en cuenta que las estructuras tienen diferentes respuestas ante el viento dependiendo de su forma y altura, por esta razón deben clasificarse como se explica a continuación:

- a) Clasificación de la estructura según su importancia (Grupo).

¹⁹ American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Building and other Structures, 2005.

²⁰ Sociedad Mexicana de Ingeniería Civil, Normas Técnicas Complementarias para Cargas de Viento, Benito Juárez, Quintana Roo, México, 2007.

- b) Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento (Tipo).
- c) Categoría del terreno según rugosidad.
- d) Dirección de análisis.
- e) Factor de tamaño.
- f) Factor de topografía.

4.5.1.1 Clasificación según su importancia (Grupo A).- A este grupo pertenecen estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado como son aquellas cuya falla podría causar la pérdida de un elevado número de vidas, pérdidas económicas o culturales.

Así mismo se considera los locales, las cubiertas y los paraguas que protejan equipo especialmente costoso y las áreas de reunión que puedan alojar más de doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones.

4.5.1.2 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento (Tipo I).-

Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquellas en el que la relación de aspecto (definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta) es menor o igual a cinco y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a un segundo.

Pertenecen a este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos y viaductos.

También se incluyen construcciones cerradas con sistemas de cubierta suficientemente rígida, es decir capaz de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría.

4.5.1.3 Categoría del terreno según su rugosidad.- Para categorizar en esta sección la cubierta en análisis, se toma en cuenta las disposiciones detalladas en la tabla 4.5.

Tabla 4.5: (Categoría del terreno según su rugosidad)

Categoría	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas suburbanas, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3.00m.a 5.00m. La longitud mínima de este tipo de terreno en dirección del viento debe ser de 500.00m. o 10 veces la altura de la construcción que sea mayor.

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 20) [2]

4.5.1.4 Dirección de análisis.- Las estructuras de soporte se analizaran suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma) en estudio.

El factor de Direccionalidad del Viento K_d , varía desde 0.85 hasta 0.95 y será determinado a partir de la tabla 4.6.

Tabla 4.6: (Factor de direccionalidad)

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d
Edificaciones:	
<ul style="list-style-type: none"> • Sistema principal resistente a fuerza de viento. • Componentes y revestimiento. 	0.85
	0.85
Techos arqueados	0.85

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 22) [2]

4.5.1.5 Factor de topografía.- El factor de topografía K_{zt} , represente la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a lo siguiente:

- a) Altura por encima del nivel del terreno.
- b) Rugosidad del terreno.
- c) Terreno ondulado, la forma y la pendiente del terreno.

El factor K_{zt} , será considerado cuando la estructura está ubicada sobre una colina o elevación capaz de incrementar la velocidad del viento de barlovento a 10.00m. por encima del nivel del terreno.

4.5.2 Cálculo de cargas.- Debido a que en el país no existe una normativa específica que rija el cálculo para las cargas de viento, se tomará como base de diseño lo estipulado en la normativa ASCE 7-05 y NTC, por esta razón deben considerar los siguientes efectos:

- a) Empujes y succiones estáticos.
- b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal causadas por turbulencia.
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes.
- d) Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras tipo I (sección 4.4.1.2) bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento calculados de acuerdo a lo estipulado en el *Método Simplificado y Estático para diseño por viento*.

4.5.2.1 Datos generales de la estructura.- Efectuando un resumen de lo especificado en las secciones anteriores se tiene la tabla 4.7 para el cálculo de las fuerzas de viento.

Tabla 4.7: (Datos para el diseño por cargas de viento)

Tipo	Factor	Descripción
Grupo de la estructura	Grupo A	Según importancia.
Tipo de estructura	Tipo I	Según respuesta del viento.
Categoría del terreno	Categoría 3	Según rugosidad del terreno.
Clase de estructura	Clase B	Según tamaño.
Altura máxima de cubierta	18.88(m)	Desde el nivel del suelo.

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

4.5.2.2 Método simplificado y estático para diseño por viento.- Para el diseño se obtiene el factor V_d detallado en la ecuación 4.12.

$$V_d = K_{zt} * I * K_d * F_c * V_R \quad \text{(ecuación 4.12)}$$

Donde:

K_{zt} : igual a 1.00.

I: Factor de importancia igual a 1.15 (ver tabla 4.8).

V_R : Velocidad regional asumida como 120 [km/h].

F_c : Factor de tamaño varía con la altura.

K_d : Factor de direccionalidad igual a 0.85 (ver tabla 4.6).

El factor de importancia de la estructura de la cubierta depende de la velocidad asumida para el diseño y la categoría del terreno descrito en la sección 4.5.1.3, como lo indica la tabla 4.8.

Tabla 4.8: (Factor de importancia I para cargas de viento)

Categoría	Regiones no propensas a huracán y regiones propensas a huracán con $v = 137 - 161$ km/h (85 – 100 mph)	Regiones propensas a huracán con $v > 161$ km/h (100 mph)
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 21) [2]

Reemplazando los datos de la cubierta en la ecuación 4.12 se tiene:

$$V_d = 1.00 * 1.15 * 0.85 * F_c * 120 \text{ km/h}$$

$$V_d = 117.3 * F_c$$

El factor de tamaño F_c se calcula en base a rangos de altura sobre el nivel del suelo mediante la tabla 4.9, para el tipo de exposición correspondiente, en este caso el Tipo B lo cual especifica el código AEC²¹.

²¹ Asociación de Estados del Caribe, Código Modelo de Construcción para Cargas de Viento, Versión final, Trinidad y Tobago, 2003, p. 25.

Tabla 4.9: (Valores en base a la altura del factor F_c)

Altura por encima del nivel del suelo		Exposición			
		B		C	D
(pies)	(m)	Caso 1	Caso 2	Caso 1 y 2	Caso 1 y 2
0-15	0-4.6	0.70	0.57	0.85	1.03
20	6.1	0.70	0.62	0.90	1.08
25	7.6	0.70	0.66	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	0.81	1.09	1.27
60	18	0.85	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	0.89	1.17	1.34

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 23) [2]

Estudiando los rangos en la tabla 4.9, se tiene los siguientes factores para distintos puntos de la cubierta.

- Tramo 12.20 a 15.20 metros, el F_c es 0.81.
- Tramo 15.20 a 18.00 metros, el F_c es 0.85.
- Tramo 18.00 a 20.00 metros, el F_c es 0.89.

La ecuación 4.13 se emplea para convertir la energía cinética del viento en una presión estática.

$$qz = 0.0048 * G * V_d^2 \quad (\text{ecuación 4.13})$$

Donde:

G: Factor de corrección por temperatura.

Para calcular el factor G respecto al nivel del mar se usa la ecuación 4.14.

$$G = \frac{0.392 * \Omega}{273 + T} \quad (\text{ecuación 4.14})$$

Donde:

Ω : Presión barométrica igual a 600 [mm Hg] se considera una altura de 1000 m.s.n.m.

T: Es la temperatura ambiental en °C, en el cantón Rumiñahui se considera un promedio de 17°C²².

Reemplazando datos del lugar de implantación del Nuevo Auditorio en la ecuación 4.14 se tiene:

$$G = \frac{0.392 * 600}{273 + 17} = 0.81$$

Por lo tanto:

- Para el tramo de 12.20 a 15.20 metros:

$$qz = 0.0048 * 0.81 * (117.3 * 0.81)^2 = 35.10 \text{ [kg / m}^2\text{]}$$

- Para el tramo de 15.20 a 18.00 metros:

$$qz = 0.0048 * 0.81 * (117.3 * 0.85)^2 = 38.65 \text{ [kg / m}^2\text{]}$$

- Para el tramo de 18.00 a 20.00 metros:

$$qz = 0.0048 * 0.81 * (117.3 * 0.89)^2 = 42.37 \text{ [kg / m}^2\text{]}$$

Un método alternativo de diseño es el que propone la norma NTC con la siguiente fórmula para el cálculo de cargas por viento (ecuación 4.15).

$$qz = 0.0048 * C_p * V_d^2 \quad \text{(ecuación 4.15)}$$

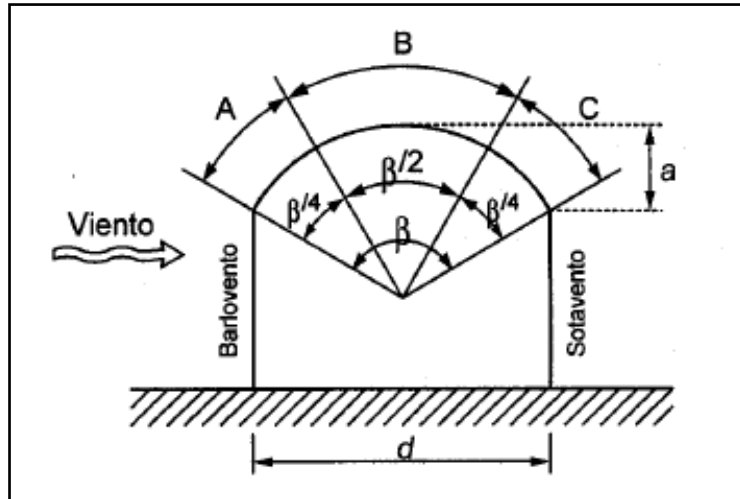
Donde:

C_p : Coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura.

V_d : Velocidad de diseño a la altura “z” de la estructura = 120 [km/h].

²² TOBAR VANESSA, Propuesta del Programa de Manejo de los Residuos Sólidos Urbanos del Cantón Rumiñahui: Climatología, página 26, Sangolquí, Tesis (Ingeniera Geográfica y del Medio Ambiente). Escuela Politécnica del Ejército. Carrera de Ingeniería Geográfica y del Medio Ambiente.

Para cubiertas en forma de arco, el coeficiente de presión local C_p depende de la geometría del arco, para el caso de la cubierta del Nuevo Auditorio se colocará el valor más crítico (figura 4.5 y tabla 4.10).



FUENTE: (NTC PARA CARGAS DE VIENTO, 2007, p. 7) [3]

Figura 4.5: (Sectores característicos de una cubierta en arco)

El factor “r” que se tomará como base para el cálculo de C_p , el mismo que se obtiene resolviendo la ecuación 4.16 con los datos de la geometría de la cubierta detallados en la tabla 4.10.

Tabla 4.10: (Datos de la geometría de la cubierta)

Sector de la cubierta	Dimensión (m)
Ancho promedio (d)	26.78
Altura máxima de cubierta (a)	7.22
Altura máxima de cubierta desde el nivel del suelo.	18.88

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

$$r = \frac{a}{d}$$

$$r = \frac{7.22}{26.78} = 0.269$$

(ecuación 4.16)

Tabla 4.11: (Cálculo del factor C_p para cubiertas en forma de arco)

Relación $r = a/d$	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9	----	----
$0.2 < r < 0.3$	$3*r - 1.0$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$1.42*r$	----	----

FUENTE: (NTC PARA CARGAS DE VIENTO, 2007, p. 6) [3]

Obteniendo el factor “r”, se calcula los valores de C_p para los diferentes tramos del arco.

$$C_{p_A} = 3 * 0.269 - 1 = -0.193$$

$$C_{p_B} = -0.7 - 0.269 = -0.969$$

$$C_{p_C} = -0.5$$

Reemplazando valores de C_p en la ecuación 4.15 se calcula las presiones correspondientes en cada tramo de la cubierta.

$$q_{z_A} = 0.0048 * -0.193 * (120 \text{ km/h})^2 = -13.34 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

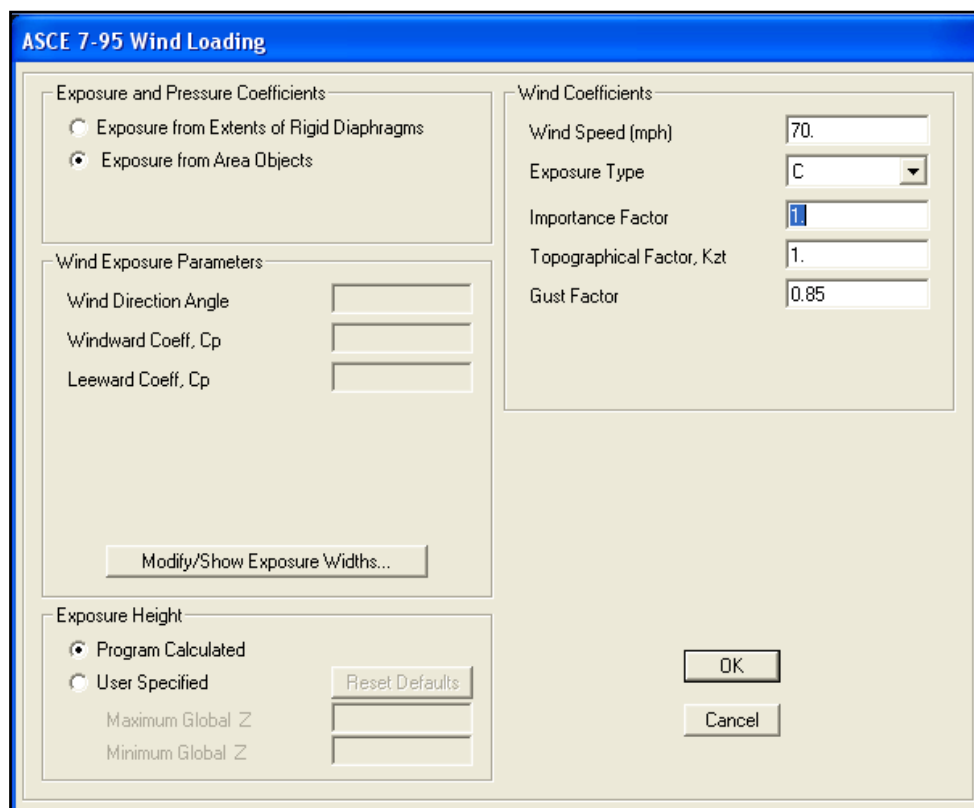
$$q_{z_B} = 0.0048 * -0.969 * (120 \text{ km/h})^2 = -66.98 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q_{z_C} = 0.0048 * -0.5 * (120 \text{ km/h})^2 = -34.56 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Las cargas de viento obtenidas con la resolución de las ecuaciones 4.13 y 4.15 serán colocadas en el modelo tridimensional en el programa SAP 2000 v12 mediante un promedio aritmético de los valores más críticos.

4.5.3 Método alternativo de aplicación de la carga de viento a los modelos efectuados en SAP 2000 v12.- Para la aplicación de la carga de viento sobre los modelos tridimensionales en SAP 2000 v12, las presiones se ejercerán sobre los elementos de tipo Shell, los cuales transmitirán las fuerzas generadas hacia los elementos estructurales.

Para la determinación de la carga de viento sobre la estructura, necesitamos los valores de la velocidad del viento, el tipo de exposición al que pertenece nuestra estructura, el factor de importancia y el factor topográfico así como el efecto de ráfaga en función de los valores presentes en el código ASCE, las condiciones geométricas son determinadas con la ayuda del programa al utilizar la opción de aplicación de los coeficientes de presión sobre los elementos área.



FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 4.6: (Ventana para cálculo de la carga de viento según norma ASCE)

4.6 Cargas sísmicas.- Las cargas sísmicas, son fuerzas de tipo inercial como consecuencia de la aparición de los movimientos sísmicos, estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las características dinámicas del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía.

Las cargas sísmicas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales equivalentes aplicadas en los centros de las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de las mismas, esbeltez o características especiales se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

Para el análisis de las fuerzas sísmicas, el CEC-2001 propone dos métodos de diseño, un análisis estático equivalente mediante la determinación de un cortante basal, el cual representa a la fuerza lateral total de diseño aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo, y un procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas basado en un espectro de respuesta elástico normalizado.

4.6.1 Análisis estático.- Considerando a las cubiertas como un caso especial de estructura, el cálculo de las fuerzas laterales mínimas a las que está sujeta este tipo de estructura, viene dada por el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$V = 0.48ZIW \quad (\text{ecuación 4.17})$$

$$V = \frac{1.14ZI}{R}W \quad (\text{ecuación 4.18})$$

Donde:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.

I: Factor de destino e importancia de la estructura.

W: Peso de la estructura.

R: Factor de reducción de respuesta.

Las estructuras de acero deberán ser diseñadas para resistir las cargas laterales provenientes de las acciones sísmicas. El Código Ecuatoriano de la

Construcción, al igual que para el caso de estructuras de hormigón armado, incorpora los criterios mediante los cuales se permite diseñar estructuras considerando cargas laterales estáticas equivalentes.

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_p * \varphi_e} W \quad (\text{ecuación 4.19})$$

Datos empleados para el cálculo de fuerzas laterales en la cubierta²³:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.	= 0.4
I : Factor de destino e importancia de la estructura.	= 1.3
R: Factor de reducción de respuesta.	= 7
S: Coeficiente de suelo.	= 1.2
Coeficiente C _m .	= 3
C _t : Factor del tipo de estructura (estructura espacial de acero)	=0.09
Ø _p : Coeficiente de configuración en planta.	= 0.9
Ø _e : Coeficiente de configuración en elevación.	= 0.8

Para el cálculo del factor C (ecuación 4.20), se debe conocer la altura máxima de la cubierta desde el nivel del suelo, dicho valor se encuentra estipulado en la tabla 4.7.

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

Donde :

$$T = C_t * (hn)^{3/4} \quad (\text{ecuación 4.20}) \quad \text{y} \quad (\text{ecuación 4.21})$$

$$T = 0.09 * (18.88)^{3/4} = 0.815$$

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.815} = 1.909$$

²³ En el Anexo C del presente documento se encuentra detallado el respaldo teórico de los factores asumidos para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en la cubierta.

En el presente análisis de la cubierta se asumirá para el diseño el valor crítico de “C”, en este caso el valor de $C_m = 3$, dicho valor se reemplaza en la ecuación 4.19.

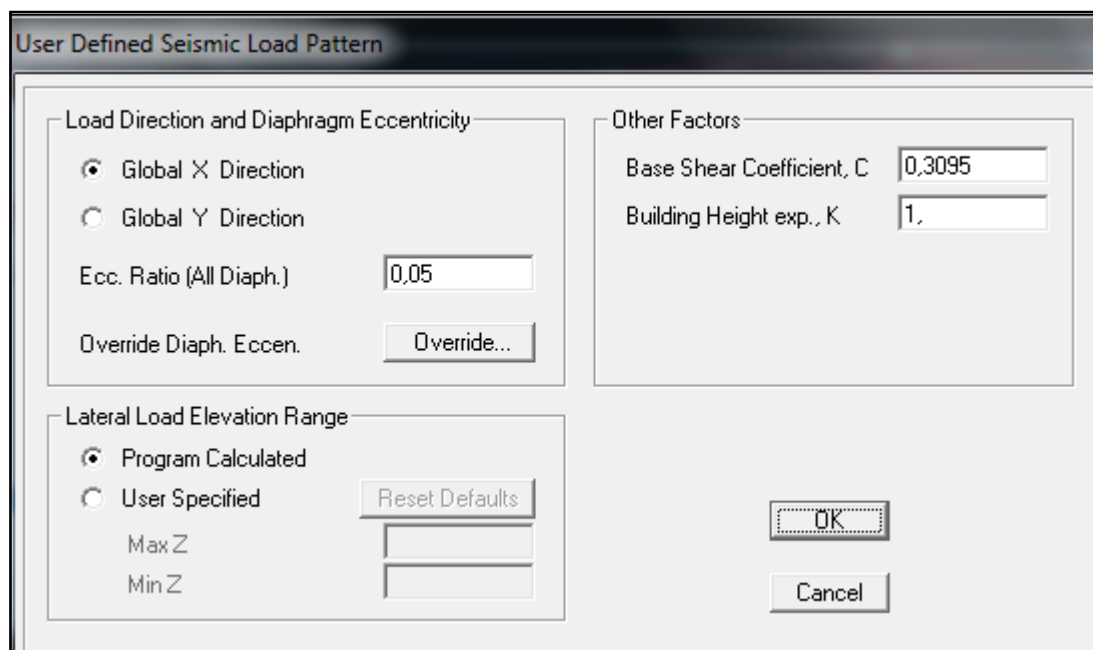
$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 3}{7 * 0.9 * 0.8} W = 0.3095 * W$$

Pero el cortante basal “V” como lo indica el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 [CEC 7.9.1] no debe ser menor a lo que indica las ecuaciones 4.17 y 4.18.

$$V = 0.48 * 0.4 * 1.3 * W = 0.2496 * W$$

$$V = \frac{1.14 * 0.4 * 1.3}{7} W = 0.084 * W$$

El coeficiente 0.3095 se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas estáticas en la dirección “X” y en la dirección “Y” en el programa SAP 2000 v12 como se muestra en la figura 4.7.



FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

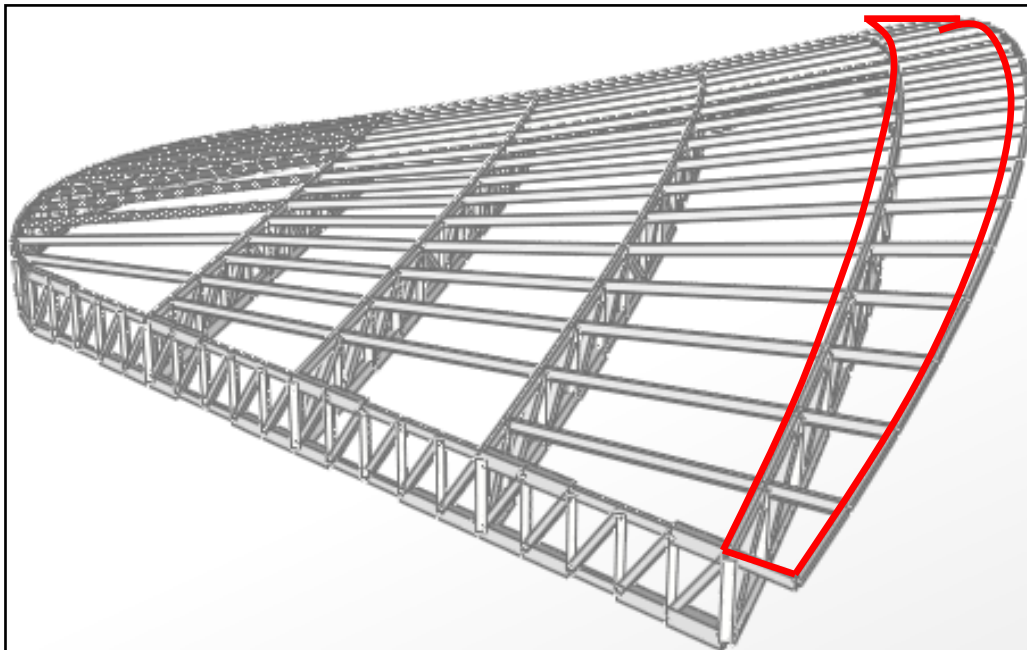
Figura 4.7: (Ventana para cálculo de la carga de sismo estático)

El CEC-2002 [CEC 6.10.1] indica que de existir voladizos horizontales en la estructuras, como es el caso de la cubierta del Nuevo Auditorio (ver figura 4.8), estos se diseñaran para una fuerza neta vertical reversible F_v expresada por la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p \quad (\text{ecuación 4.22})$$

Donde:

W_p : Peso de la estructura en el sector del volado horizontal.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.8: (Visualización del área de volado en la cubierta del escenario)

La carga muerta por instalaciones que compone el volado detallada en la sección 4.3, y el 25% de la carga viva detallada en la sección 4.4.

$$W_p = C_m + 25\% C_v$$

$$W_p = 249.98 \text{ kg/m}^2 + 0.25 * 150.00 \text{ kg/m}^2 = 287.48 \text{ [kg/m}^2\text{]} \quad (\text{ecuación 4.23})$$

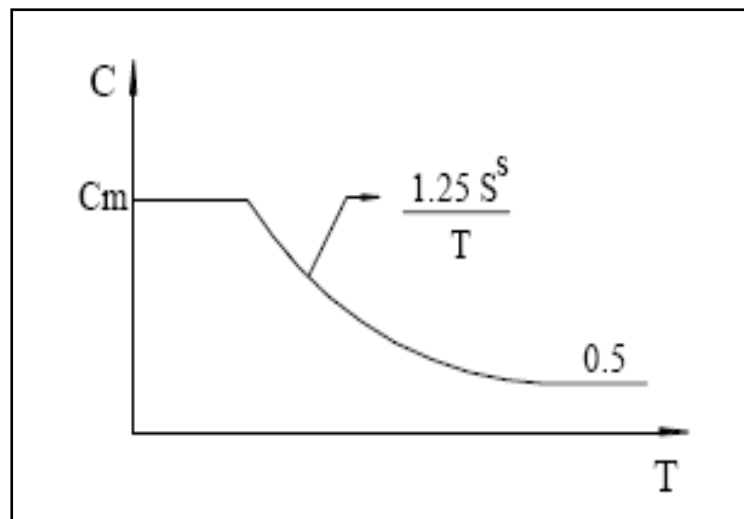
Reemplazando el valor de W_p en la ecuación 4.22 se tiene:

$$F_v = \frac{2}{3} * 0.4 * 1.3 * 3 * (287.48 \text{ kg} / \text{m}^2) = 298.98 \text{ [kg} / \text{m}^2]$$

El valor F_v se lo distribuye como carga distribuida a todos los elementos de tipo área que componen la cubierta en el sector del voladizo.

4.6.2 Análisis modal espectral.- Este análisis se basa en un análisis dinámico elástico de la estructura, los cuales combinan las máximas respuestas de los modos de vibración de la misma, estas respuestas se calculan utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que correspondan a los periodos de los modos de vibración.

Para el diseño de las estructuras, es necesario aplicar un factor de reducción al espectro elástico, tomando en cuenta que en ningún caso se deberán reducir los valores de manera que el cortante basal de diseño sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido para R , esto se aplicará siempre que la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente.



FUENTE: (CEC, 2002, p. 31) [4]

Figura 4.9: (Espectro elástico que presenta el CEC-2002 para el sismo de diseño)

Para la definición del análisis modal espectral $C = f(t)$ se ingresa al programa SAP 2000 v12, un archivo de extensión .txt previamente generado en el programa Excel. Dicho archivo contiene los valores para el espectro inelástico de diseño (figura 4.10).

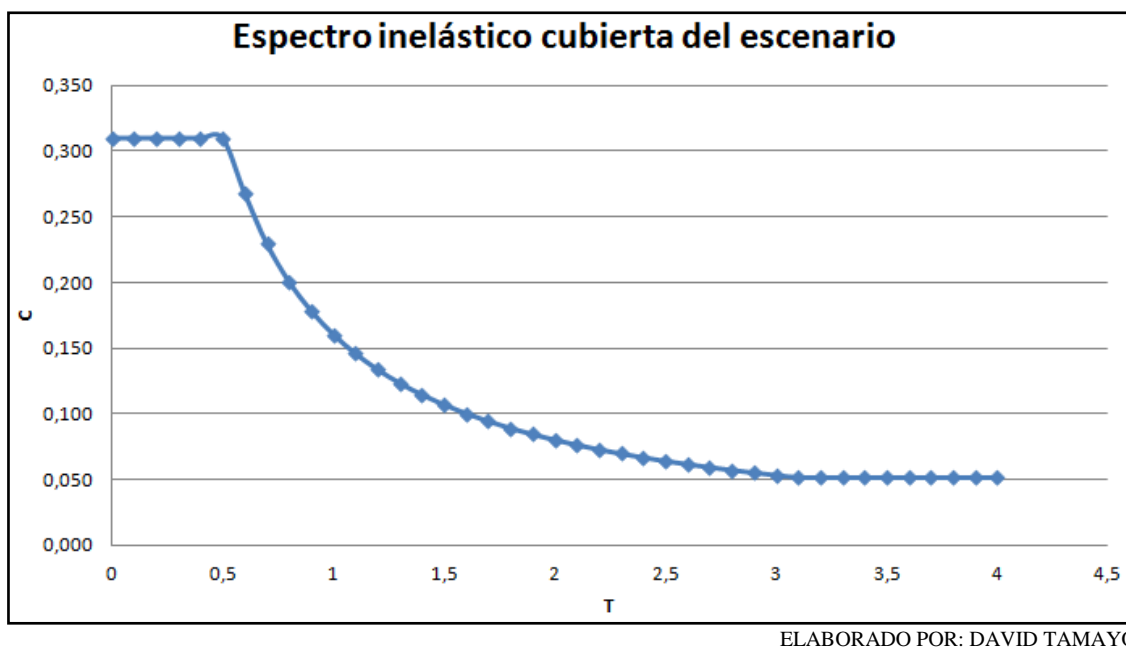


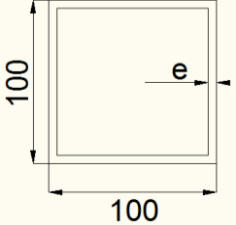
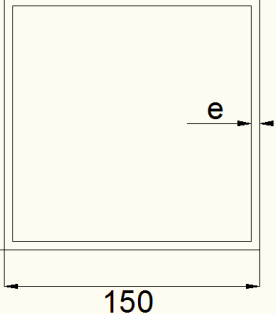
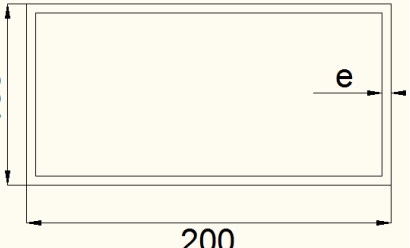
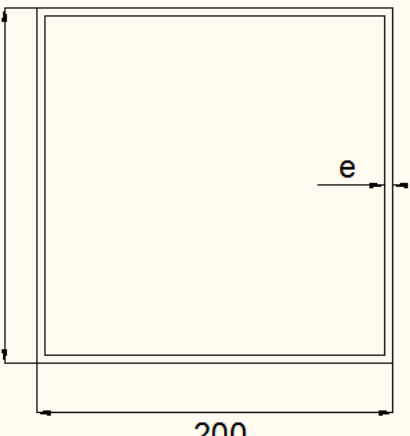
Figura 4.10: (Espectro inelástico utilizado para el diseño de la cubierta)

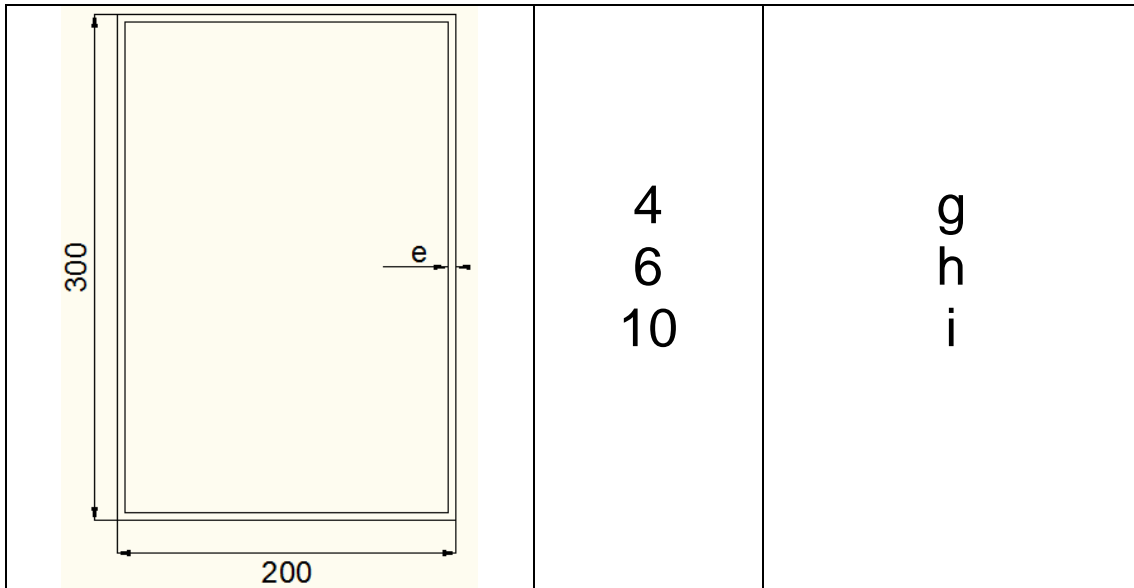
4.7 Diseño de elementos estructurales.- La estructura que conforma la cubierta del Nuevo Auditorio se conforma principalmente por elementos metálicos, y elementos en hormigón armado, el detalle de cada uno se describe en las secciones siguientes de este capítulo.

4.7.1 Perfiles metálicos.- Para el diseño de la cubierta del Nuevo Auditorio se emplea 2 tipos de perfilería metálica (tabla 4.12) para la conformación de los elementos tipo cercha.

1. Perfiles tipo O (cuadrado y rectangular) para la construcción de todos los elementos estructurales con excepción de la correas de arriostramiento.
2. Perfiles tipo O cuadrado para elementos de arriostramiento.

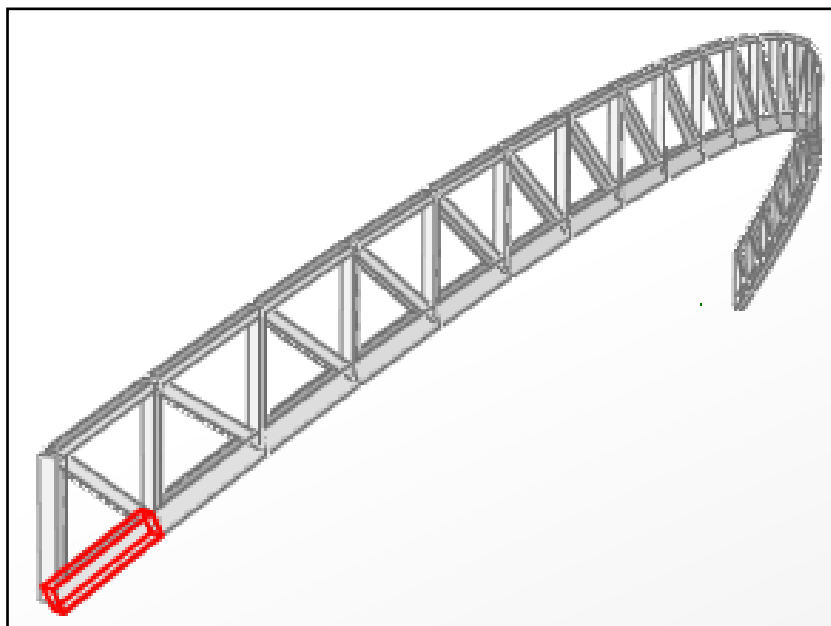
Tabla 4.12: (Detalle del tipo de perfil metálico)

Tipo de perfil	Espesor (mm)	Código de planilla
	4	a
	4 6	b c
	4 6	d e
	8	f



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

4.7.1.1 Diseño a mano (cordón inferior).- A continuación se realizará el cálculo manual para la sección metálica visualizada en la figura 4.11.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.11: (Visualización espacial de la cercha metálica 1)

Para el sentido que se está analizando, en este caso el sentido “x”, el elemento es arriostrado lateralmente, por lo tanto el valor de $k = 1.00$.

$$kx = 1.00 \rightarrow Klu = 1.00 * 140.70cm = 140.70 [cm] = 55.39 [pu lg]$$

Con la ayuda del programa SAP 2000 v12 obtenemos las propiedades geométricas de la sección a analizar, la misma que compone el cordón inferior de la cercha metálica 1(figura 4.12).

Section Name		I0200x300x10	
Properties			
Cross-section (axial) area	96,	Section modulus about 3 axis	804,8
Torsional constant	12650,042	Section modulus about 2 axis	639,2
Moment of Inertia about 3 axis	12072,	Plastic modulus about 3 axis	972,
Moment of Inertia about 2 axis	6392,	Plastic modulus about 2 axis	732,
Shear area in 2 direction	60,	Radius of Gyration about 3 axis	11,2138
Shear area in 3 direction	40,	Radius of Gyration about 2 axis	8,1599

FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 4.12: (Pantalla de visualización de propiedades geométricas del perfil)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{140.70cm}{11.214cm} = 12.547$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{140.70cm}{8.160cm} = 17.243$$

Las solicitaciones que debe resistir el perfil son las siguientes.

P =	217.409[t]
M_{ux} =	2.336 [t*m]
M_{uy} =	4.435 [t*m]

Con el valor crítico de $(KL/r)_y$, se obtiene el factor ϕF_{cr} con la tabla 4.13.

Tabla 4.13: (Valores del factor ϕF_{cr} para $f_y = 50\text{ksi}$)

$\frac{Kl}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$	$\frac{Kl}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$	$\frac{Kl}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$
16	41.71	56	33.79	96	21.67
17	41.61	57	33.51	97	21.36
18	41.51	58	33.23	98	21.06
19	41.39	59	32.95	99	20.76
20	41.28	60	32.67	100	20.46

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla 3-50) [5]

$$\phi * F_{cr} = 41.51 \text{ ksi} = 2924.54 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con el factor ϕF_{cr} se calcula la carga nominal afectada por el factor de reducción $\phi_c * P_n$.

$$\phi_c * P_n = \phi * F_{cr} * A \quad (\text{ecuación 4.24})$$

Donde:

A: Área de la sección analizada (figura 4.12).

$$\phi_c * P_n = 2954.54 \text{ kg/cm}^2 * 96.00 \text{ cm}^2 = 283635.84 \text{ [kg]} = 283.64 \text{ [t]}$$

En primera instancia, para obtener un cálculo preliminar del coeficiente de resistencia del perfil metálico, se calcula el factor en la ecuación 4.25. Dicho valor se compara con las ecuaciones 4.26 y 4.27 para escoger la expresión de análisis.

$$\frac{Pu}{\phi_c * P_n} = \frac{217.409}{283.64} = 0.767 > 0.2 \quad (\text{ecuación 4.25})$$

$$\text{Cuando } \frac{Pu}{\phi_c * Pn} \geq 0.2 \rightarrow \frac{Pu}{\phi_c * Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi_b * Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b * Mny} \right) \leq 1 \quad (\text{ecuación 4.26})$$

$$\text{Cuando } \frac{Pu}{\phi_c * Pn} < 0.2 \rightarrow \frac{Pu}{2 * \phi_c * Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi_b * Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b * Mny} \right) \leq 1 \quad (\text{ecuación 4.27})$$

Para analizar un miembro sujeto a flexo compresión necesitamos efectuar un análisis de primer orden, y de segundo orden para obtener los momentos flexionantes. El momento de primer orden por lo general se obtiene haciendo un análisis elástico y consta de los momentos M_{nt} (momentos causados por cargas de gravedad) y los momentos M_{lt} (momentos debidos a las cargas laterales, esto es, debido a la traslación lateral).

Teóricamente, si tanto las cargas como la estructura son simétricas, M_{lt} será cero. De igual manera si la estructura está soportada lateralmente, M_{lt} será cero. Es posible desde luego, tener deflexiones laterales en edificios altos con cargas simétricas.

Como el elemento analizado tiene soporte lateral, el momento M_{lt} será cero.



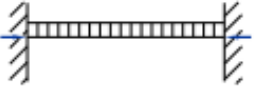


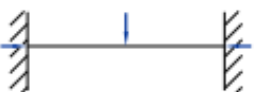
De la tabla 8 detallada en el manual LRFD²⁴ se obtiene el valor de P_{e1} . Como el valor de $Kl/r = 17.24$ no se detalla en la tabla anteriormente señalada, por lo tanto el valor de P_{e1} se obtiene con la resolución de la ecuación 4.28.

$$P_{e1(x)} = \frac{\pi^2 * E * I_x}{(Kx * Lx)^2} = \frac{\pi^2 * 29 \times 10^3 \text{ ksi} * (12072 / 2.54^4) \text{ pu lg}^4}{(1 * 55.39 \text{ pu lg})^2} \quad (\text{ecuación 4.28})$$

$$P_{e1(x)} = 27036.39 \text{ [klb]} = 12289.27 \text{ [t]}$$

²⁴ American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, 2da. Edición, Chicago, AISC, 1994, table 8, p. 6-154.

El valor del factor de modificación C_m se obtiene resolviendo la ecuación 4.29 en base a las especificaciones de la figura 4.13.

Case	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaC-C1.1) [5]

Figura 4.13: (Valores del factor de modificación C_m)

$$C_m = 1 - 0.4 * \frac{P_u}{P_{e1}} \quad \text{(ecuación 4.29)}$$

$$C_m = 1 - 0.4 * \frac{217.409t}{12289.27t} = 0.99 \cong 1.00$$

A continuación se calcula los factores de amplificación son B_1 y B_2 , los mismos que especifican lo siguiente:

- Con B_1 se estima el efecto de P_u para una columna, este o no este el marco estructural soportado contra el pandeo.
- Con B_2 se estima el efecto de P_u en marcos sin soporte lateral.

Estos factores son teóricamente aplicables cuando las conexiones están totalmente restringidas o cuando ellas no están restringidas en absoluto. El manual LRFD indica que la determinación de momentos secundarios entre esos 2 casos extremos (conexiones con restricción parcial) está más allá del alcance de las especificaciones.

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{P_{e1}}} \geq 1 \quad \text{(ecuación 4.30)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum P_{e2}}} \geq 1 \quad \text{(ecuación 4.31)}$$

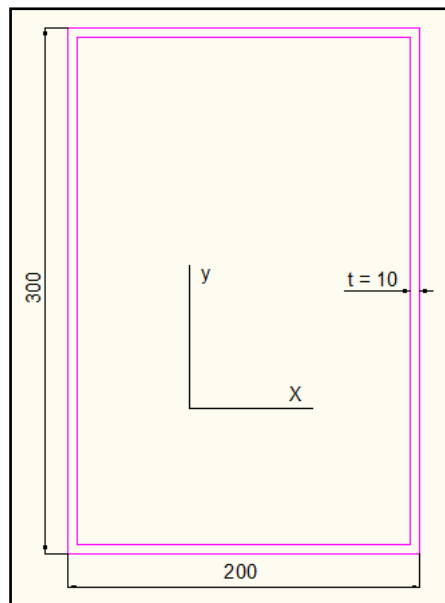
Al resolver las ecuaciones 4.30 y 4.31 se tiene:

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{P_{e1}}} = \frac{1.00}{1 - \frac{217.409}{12289.27}} = 1.02$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum P_{e2}}} = 0$$

A continuación se realiza el cálculo para saber si el perfil analizado (figura 4.11) es compacto, no compacto o esbelto.

En el manual AISC LRFD están publicadas las tablas correspondientes para encontrar los límites ancho espesor para elementos a compresión, en el presente caso se trata de una sección cuadrada hueca (figura 4.14) con una relación ancho – espesor como se muestra en las ecuaciones 4.32 y 4.33.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.14: (Dimensiones de la sección analizada)

$$\text{Sentido } y = \frac{b}{t} = \frac{300\text{mm} - 2 * 10\text{mm}}{10\text{mm}} = 28.00 \quad (\text{ecuación 4.32})$$

$$\text{Sentido } x = \frac{b}{t} = \frac{200\text{mm} - 2 * 10\text{mm}}{10\text{mm}} = 18.00 \quad (\text{ecuación 4.33})$$

La relación ancho–espesor para la sección que estamos analizando es diferente para la dirección “x” y “y”. Este valor debe ser comparado con los límites establecidos en las tablas del manual AISC LRFD (tabla 4.14 y 4.15) para la sección propuesta, estos límites toman los nombres de λ_p y λ_r . Para que una sección sea compacta, sus patines deberán estar conectados en forma continua al alma (o almas) y adicionalmente, la relación ancho – espesor no será mayor que λ_p . Una sección no compacta, es aquella cuya relación ancho – espesor es mayor que λ_p pero menor que λ_r . Finalmente si una sección supera los límites antes mencionados, se tratará de una sección esbelta.

Tabla 4.14: (Ecuación para el cálculo de la relación ancho-espesor)

Elemento viga	Relación ancho - espesor	Límites de la relación ancho – espesor, Λ_p	
		General	Para $F_y = 50$ ksi.
Patines de secciones I y canales.	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	9.2
Patines de vigas sección caja cuadrada y rectangular.	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	26.9

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaB-1) [5]

Tabla 4.15: (Ecuación para el cálculo de una sección compacta o no compacta)

Descripción del elemento	Relación ancho - espesor	Límites de la relación ancho - espesor	
		Λ_p (compacto)	Λ_t (no compacto)
Patines de secciones en caja cuadrada o rectangular y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión, cubre placas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldadura.	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	$238/\sqrt{F_y}$

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaB5.1) [5]

Se calcula a continuación el valor de λ_p y λ_r en base a las especificaciones de la tabla 4.15.

$$\lambda_p = \frac{190}{\sqrt{f_y}} = \frac{190}{\sqrt{50 \text{ksi}}} = 26.9 \quad (\text{ecuación 4.34})$$

$$\lambda_r = \frac{238}{\sqrt{f_y}} = \frac{238}{\sqrt{50 \text{ksi}}} = 33.66 \quad (\text{ecuación 4.35})$$

Como el valor de la relación ancho – espesor en el sentido “y” de la sección (ecuación 4.32) es mayor que λ_p pero menor que λ_r por lo tanto la sección es no compacta. La relación ancho – espesor en el sentido “x” de la sección (ecuación 4.33) es menor que λ_p , por lo tanto la sección es compacta.

La sección compacta es lo suficientemente fuerte para desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse, en cambio la sección no compacta no desarrolla una distribución total de esfuerzos. De estos particulares se desprende la ecuación 4.36 para secciones no compactas, y la ecuación 4.37 que aplica para secciones compactas.

$$M_n = M_p - \left[(M_p - (0.70 * F_y * S_x)) * \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right]$$

$$M_p = f_y * Z_x = 3.515 t / \text{cm}^2 * 972.00 \text{cm}^3 = 3416.58 [t * \text{cm}]$$

$$M_n = 3416.58 - \left[(3416.58 - (0.70 * 3.515 * 804.80)) * \left(\frac{28.00 - 26.90}{33.66 - 26.90} \right) \right]$$

$$M_n = 3182.85 [t * \text{cm}]$$

$$\phi_b * M_n = 0.90 * 3182.85 t * \text{cm} = 2864.56 [t * \text{cm}] \quad (\text{ecuación 4.36})$$

$$\phi_b * M_n = 2864.56 [t * \text{cm}] = 28.65 [t * \text{m}]$$

$$\phi_b * M_{ny} = \phi_b * f_y * Z_y$$

$$\phi_b * M_{ny} = 0.90 * 3.515 t / \text{cm}^2 * 732.00 \text{cm}^3$$

$$\phi_b * M_{ny} = 2315.68 [t * \text{cm}] = 23.16 [t * \text{m}] \quad (\text{ecuación 4.37})$$

Continuando con el cálculo se obtiene el valor de la ecuación 4.38.

$$\frac{Pu}{\phi_c * P_n} = \frac{Pu}{0.85 * F_{cr} * A_g} \quad (\text{ecuación 4.38})$$

Donde:

Φ_c : Factor de reducción de capacidad para compresión.

P_n : Carga nominal.

F_{cr} : Esfuerzo crítico a compresión.

A_g : Área neta de la sección.

Reemplazando valores en la ecuación 4.38 se tiene lo siguiente:

$$\frac{Pu}{\phi_c * F_{cr} * A_g} = \frac{217.409t}{2.924t / cm^2 * 96.00cm^2} = 0.775 > 0.2$$

El resultado de la expresión anterior indica que se debe realizar la comparación del esfuerzo que puede resistir el perfil se la debe hacer con la ecuación 4.26.

$$\frac{Pu}{\phi_c * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.775 + \frac{8}{9} \left(\frac{2.34t * m}{28.65t * m} + \frac{4.44t * m}{23.16t * m} \right) \leq 1$$

$$0.775 + 0.072 + 0.170 \leq 1$$

$$1.017 \leq 1$$

4.7.1.2 Análisis de resultados.- A pesar que numéricamente los resultados indican que el perfil metálico no soporta las solicitaciones de carga impuestas, en la práctica dicho elemento Es Adecuado, ya que los factores de carga y coeficientes de reducción utilizados para el diseño permiten compensar el porcentaje (1.70%) de sobre esfuerzo del perfil que compone el cordón superior de la cercha metálica 1.

4.7.2 Diseño de la losa de cubierta.- El CEC-2001 [CEC 9.5.2.1] especifica un peralte mínimo de las losas armadas en una sola dirección para limitar las deflexiones a valores razonables, cuando no se calculan deflexiones. La tabla 4.16 detalla valores mínimos con resultados conservadores para losas cuya relación lado largo / lado corte sea mayor que 2. Este tipo de elementos trabajan fundamentalmente en la dirección corta.

Tabla 4.16: (Altura mínima de losas o vigas en una dirección cuando no se calculan deflexiones)

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección.	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección.	L/16	L/18.5	L/21	L/8

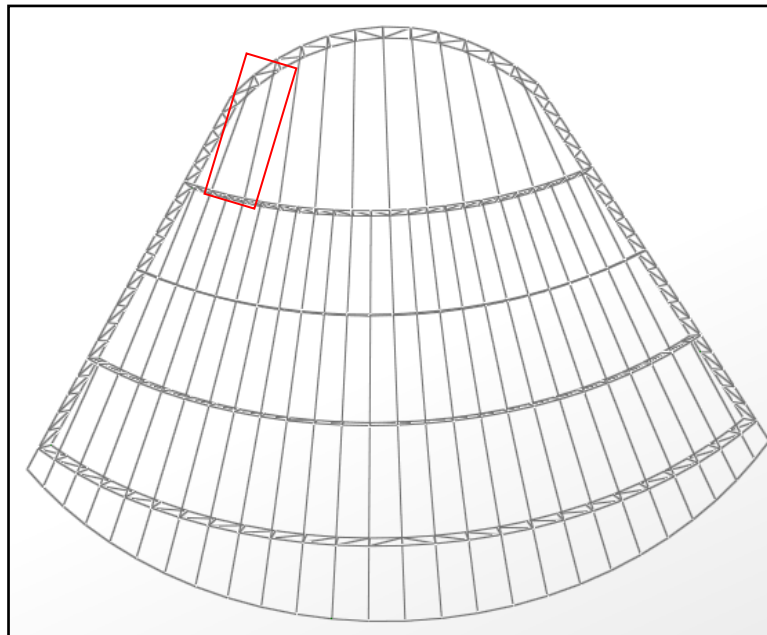
FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 238) [6]

Donde:

L: Luz de la viga o la losa en una dirección.

Debido a la forma irregular de los vanos que componen la estructura que soporta la losa de cubierta, es necesario analizar el vano más crítico en base a las características geométricas impuestas en el diseño curvo de cada estructura tipo cercha.

Analizando los valores de cada vano se concluye que el más crítico es el localizado en la cercha 4 con 1.95m. de longitud (tabla 4.17 y figura 4.15).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.15: (Visualización del vano más crítico en la losa de cubierta)

Tabla 4.17: (Longitudes críticas de elementos en la cercha metálica 4)

Cercha # 4		
Elemento	Tipo	Longitud (m)
156	d	0,76
157	d	0,99
158	d	0,98
159	d	0,97
160	d	0,97
161	d	0,96

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

En base a la tabla 4.17 se valora la altura de la losa para un caso crítico que contemple la mayor parte de características en todos los vanos, para el presente diseño “Con un Extremo Continuo” con $L/24$.

$$\frac{L}{24} = \frac{1.95m}{24} = 0.08 [m] = 8.00 [cm]$$

(ecuación 4.39)

Con la longitud crítica se aplica un cálculo simple de momentos detallado en el CEC-2001 [CEC 8.3.3].

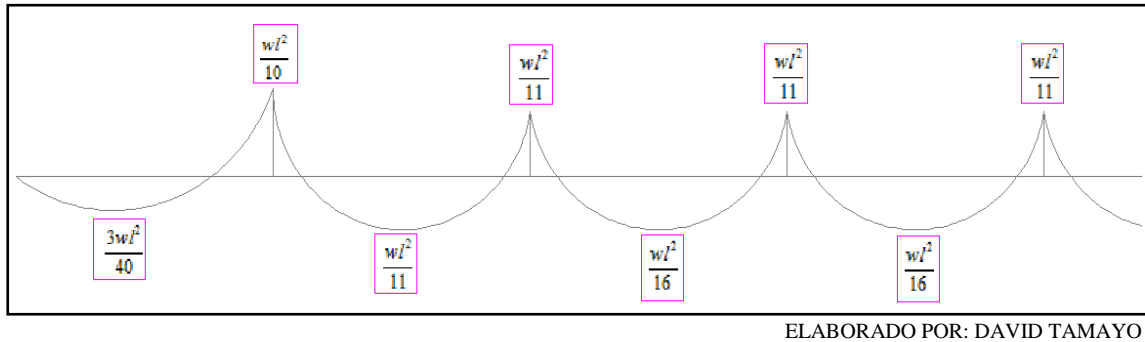


Figura 4.16: (Cálculo de momentos para los diferentes vanos de la cubierta)

En el primer tramo para el cálculo de momentos se realiza un pequeño algoritmo matemático para encontrar el valor del momento máximo positivo (figura 4.17).

$$M_{\max(+)} = -\frac{wl^2}{20} + \frac{wl^2}{8} = \frac{-2wl^2 + 5wl^2}{40} = \frac{3wl^2}{40}$$

(ecuación 4.40)

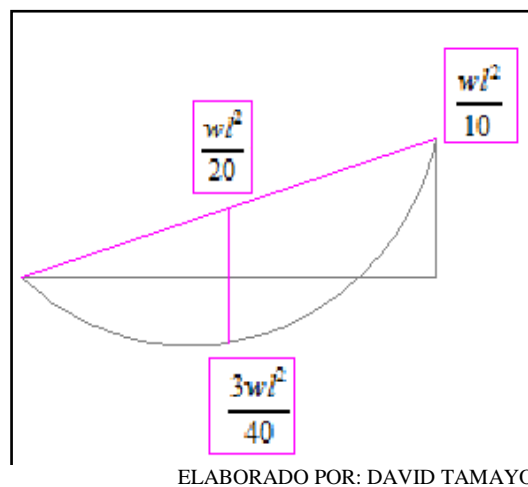


Figura 4.17: (Cálculo del momento positivo en el primer vano)

Ahora se obtiene el valor del momento con la combinación de carga última para cargas gravitacionales

$$P_u = 1.40 \cdot C_m + 1.70 \cdot C_v \quad (\text{ecuación 4.41})$$

$$P_u = 1.40 \cdot (237.00 \text{ kg/m}^2) + 1.70 \cdot (150.00 \text{ kg/m}^2) = 586.80 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

El armado del elemento losa se efectuará para un ancho de 1.00m.

$$P_u = 586.80 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 586.80 \text{ [kg/m]}$$

Utilizando las fórmulas para los diferentes vanos detallados en la figura 4.16, se escoge los valores más críticos y se obtiene el momento último de diseño.

$$M_{\max(+)} = \frac{wl^2}{11} = \frac{586.80 \text{ kg/m} \cdot (1.95 \text{ m})^2}{11}$$

$$M_{\max(+)} = 202.85 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

(ecuación 4.42)

$$M_{\max(-)} = \frac{wl^2}{10} = \frac{586.80 \text{ kg/m} \cdot (1.95 \text{ m})^2}{10}$$

$$M_{\max(-)} = 223.13 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

(ecuación 4.43)

Para calcular la sección requerida en una pieza rectangular sometida a flexión se utiliza la ecuación 4.44.

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

(ecuación 4.44)

Donde:

b: Ancho de armado = 1.00 [m]

d: Altura efectiva de la sección transversal de la losa (altura total de la losa menos el recubrimiento).

Para obtener la altura efectiva “d” se considera un recubrimiento de 3.00cm. en la sección de la losa.

$$As(+)=\frac{0.85*210kg/cm^2*100.00cm*5.00cm}{4200kg/cm^2}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*20285.00kg*cm}{0.85*0.9*210*100*5^2}}\right]$$

$$As(+)=1.10 [cm^2]$$

$$As(-)=\frac{0.85*210kg/cm^2*100.00cm*5.00cm}{4200kg/cm^2}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*22313.00kg*cm}{0.85*0.9*210*100*5^2}}\right]$$

$$As(-)=1.22 [cm^2]$$

Deberá verificarse que la cuantía calculada no haya sobrepasado la fracción de cuantía de armado máximo especificada en el CEC-2001 [CEC 10.3.3] (75% de la cuantía balanceada cuando no resiste sismo y 50% de la cuantía balanceada cuando resiste sismo), ya que la expresión detallada en la ecuación 4.44 presume que el acero de refuerzo entra en fluencia.

El cálculo de la cuantía balanceada para secciones rectangulares [CEC 10.3.2] se detalla en la ecuación 4.45.

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{210kg/cm^2}{4200kg/cm^2} * \frac{0.003}{\frac{4200kg/cm^2}{2100000kg/cm^2} + 0.003} = 0.0217 \quad (\text{ecuación 4.45})$$

Como el Ecuador es un país con alto riesgo sísmico, la armadura máxima se debe calcular con el 50% de la cuantía balanceada.

$$As_{max} = 0.5 * \rho b * b * d$$

$$As_{max} = 0.50 * 0.0217 * 100.00cm * 5.00cm = 5.425 [cm^2]$$

(ecuación 4.46)

Además deberá controlarse que el diseño supere la cuantía mínima de flexión para el armado.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 100.00 \text{ cm} * 5.00 \text{ cm} = 1.67 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (\text{ecuación 4.47})$$

El resultado en la ecuación 4.47 indica que todo el elemento losa se estructura con la armadura mínima.

$$A_s = 1.67 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (1 \phi 8 \text{ mm @ } 25 \text{ cm})$$

El CEC-2001 [CEC 7.6.5] señala que la separación máxima del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la losa ($8.00 * 3 = 24.00 \text{ cm}$), ni de 50.00 cm . Por lo tanto el refuerzo a flexión se constituirá de la siguiente forma:

$$A_{s_{(+)}} = (1 \phi 8 \text{ mm. @ } 24 \text{ cm})$$

$$A_{s_{(-)}} = (1 \phi 8 \text{ mm. @ } 24 \text{ cm})$$

El CEC-2001 [CEC 4.12.2.1 literal b] señala que el refuerzo por contracción y temperatura se calculará con la ecuación 4.48. Además el CEC-2001 [CEC 7.12.2.2] indica que la separación máxima de la armadura transversal por contracción y temperatura no debe ser mayor a 5 veces el espesor de la losa ni de 50.00 cm .

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0018 * 100.00 \text{ cm} * 8.00 \text{ cm} \quad (\text{ecuación 4.48})$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 1.44 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (1 \phi 10 \text{ mm @ } 40 \text{ cm})$$

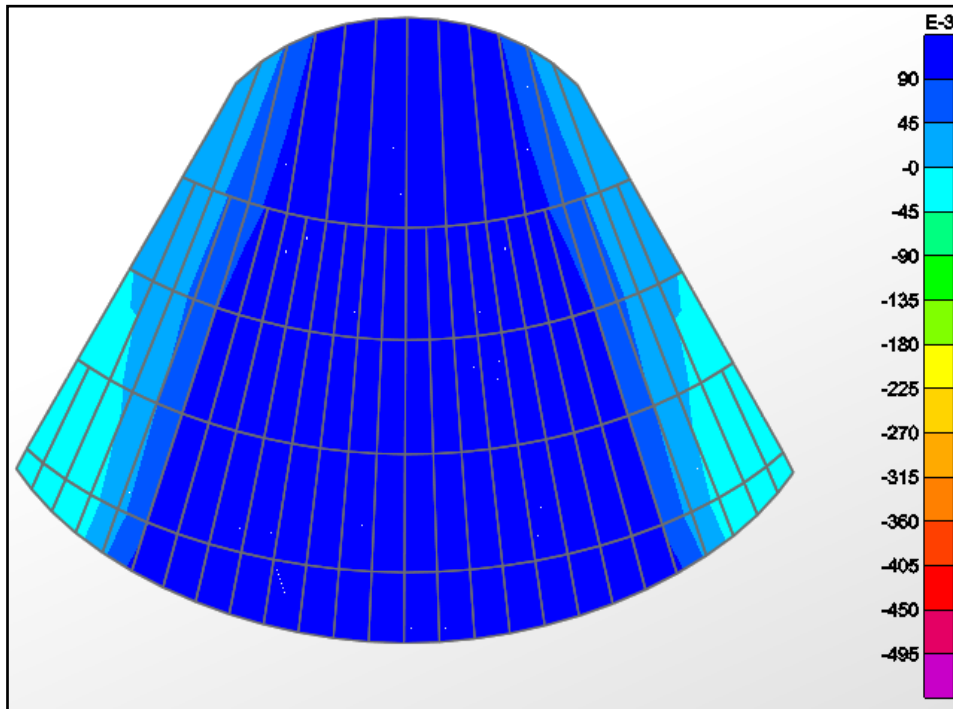
La armadura de distribución se obtiene por la ecuación 4.49 con las mismas consideraciones anteriores de espaciamiento que la armadura de temperatura.

$$A_{s_{distribución}} = 0.0022 * b * h$$

$$A_{s_{distribución}} = 0.0022 * 100.00\text{cm} * 8.00\text{cm} \quad (\text{ecuación 4.49})$$

$$A_{s_{distribución}} = 1.76 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (1 \phi 10\text{mm @ } 40\text{cm})$$

Para el sector del volado en la losa de la cubierta del escenario se realizó un análisis de deflexiones (figura 4.18) comparando con los valores definidos por el CEC-2001 [CEC 9.5.3] detallados en la tabla 4.18. La razón es que la tabla 4.16 indica un valor más alto de la altura de losa (L/10 para voladizos) que el asumido en el diseño.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 4.18: (Deflexiones²⁵ en la losa de la cubierta del escenario)

Valor del punto con la máxima deflexión	0.51 [cm]
Luz de losa unidireccional	1.75 [m]

²⁵Valores en centímetros obtenidos del programa SAP 2000 v12 para las combinaciones de carga estipuladas en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

Tabla 4.18: (Máximas deflexiones permisibles calculadas en losas)

Tipo de miembro	Deflexión que se ha de considerar	Límite de la deflexión
Techos planos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	L/180
Pisos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	L/360

FUENTE: (ROMO MARCELO, 2008, p. 238) [6]

De la tabla 4.18 se obtiene el valor más crítico de máxima deflexión y de lo compara con la cantidad del programa SAP 2000 v12.

$$\frac{L}{180} = \frac{175}{180} = 0.97 \text{ [cm]}$$

$$0.97 \text{ [cm]} > 0.51 \text{ [cm]}$$

(ecuación 4.50)

Los resultados arrojan que no existen problemas por deflexiones excesivas en el área de volado de la cubierta del escenario.

4.7.3 Diseño de conectores de corte.- Las fuerzas cortantes horizontales entre la losa de hormigón armado y la viga de acero en que se apoya deben ser

resistidas de manera que se anule el deslizamiento entre ambas (figura 4.19) para que trabajen como una unidad.

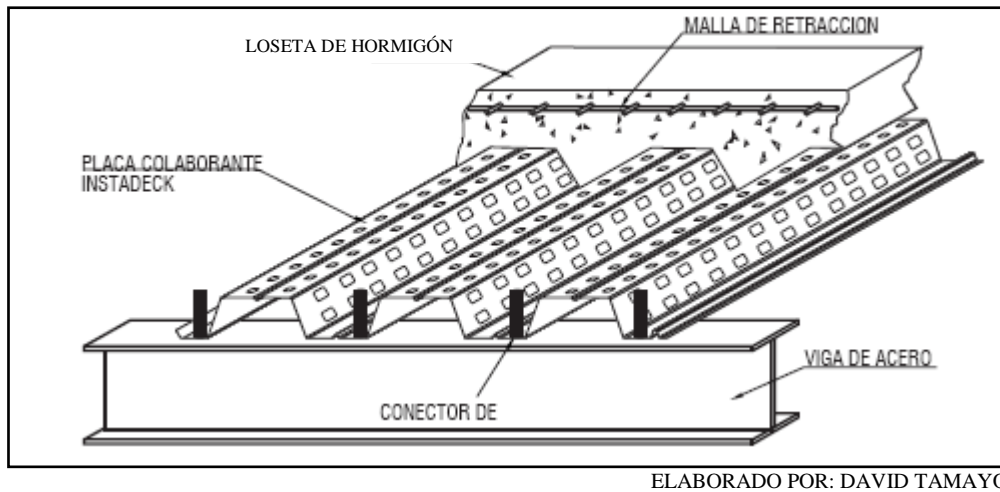
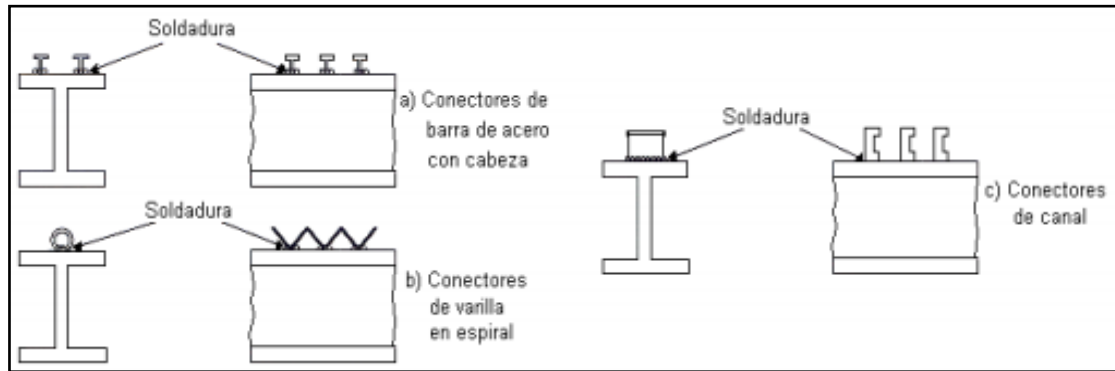


Figura 4.19: (Vista transversal de una sección de losa compuesta)

La adherencia entre el hormigón y el acero se pierde, o se reduce drásticamente por la contracción del primero y las vibraciones producidas por la carga viva; tampoco es confiable la fricción entre los dos materiales. Por ello han de utilizarse conectores de cortante mecánicos para transmitir la fuerza íntegra. Idealmente los conectores deberían evitar por completo los deslizamientos entre las dos partes del miembro compuesto, lo que requeriría una unión infinitamente rígida que no puede obtenerse en la práctica; por fortuna los pequeños deslizamientos que se presentan en las vigas compuestas reales no afectan su resistencia.

Se han utilizado diversos tipos de conectores: varillas en espiral, zetas, ángulos, canales y barras de acero con cabeza (figura 4.20) estos últimos los conectores más comunes.

Un conector de barra de acero con cabeza (espárrago) es una barra de sección transversal circular, que se suelda en un extremo al patín superior de la viga; en el otro extremo tiene una cabeza que evita que la losa de hormigón se separe verticalmente de la viga, el conector queda ahogado en el hormigón.



FUENTE: (Mc CORMAC, 1993, p. 530) [7]

Figura 4.20: (Tipos de conectores de cortante)

4.7.3.1 Conectores de barra con cabeza.- La resistencia al corte de un conector de barra con cabeza ahogado en una losa maciza colada directamente sobre las vigas, depende de las características del hormigón que lo rodea, pero no debe exceder de la resistencia en tensión del conector. Se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'c * Ec} \leq A_{sc} * Fu \quad (\text{ecuación 4.51})$$

Donde:

A_{sc} : Es el área de la sección transversal del vástago del conector.

(Para un vástago de $\phi = 19\text{mm}$. Tenemos: $A_{sc} = 2.85 \text{ [cm}^2\text{]}$).

$f'c$: Resistencia nominal de hormigón [kg/cm^2].

E_c : Modulo de elasticidad del hormigón.

F_u : El esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del acero del conector [kg/cm^2].

Resolviendo la ecuación 4.51 se tiene:

$$E_c = 14000 * \sqrt{f'_c} = 14000 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 202879.27 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_n = 0.5 * 2.85 \text{ cm}^2 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2 * 202879.27 \text{ kg/cm}^2} = 9.30 \text{ [t]}$$

Ahora se calcula la resistencia de un solo conector cortante.

$$A_{sc} * F_u = 2.85 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 11.97 \text{ [t]}$$

$$9.30 \text{ [t]} < 11.90 \text{ [t]}$$

Como es una losa de tipo maciza no se utiliza el factor de reducción de resistencia por el uso de lámina acanalada (deck metálico), por lo tanto la resistencia de uno de los conectores es igual a 9.30 t.

La fuerza cortante que deben resistir los conectores es la menor de las calculadas con las ecuaciones 4.52 y 4.53.

$$F_{conector} = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$F_{conector} = 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * A_c = 178.50 * A_c \text{ [t]} \quad \text{(ecuación 4.52)}$$

$$F_{conector} = A_a * f_y$$

$$F_{conector} = 98.92 \text{ cm}^2 * 2530 \text{ kg/cm}^2 = 250.27 \text{ [t]} \quad \text{(ecuación 4.53)}$$

Nota: Para obtener el valor A_a se utilizó el área transversal de perfilería metálica que más probable se presente en toda la longitud de la cercha ya que se trata de un elemento estructural de tipo abierto.

El valor del ancho efectivo será el menor de los siguientes valores:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre los centros de los apoyos.
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- c) La distancia de borde de la losa.

Los criterios antes señalados son aplicables a losas colocadas directamente sobre las vigas o con lámina acanalada, ahora se calcula el ancho efectivo “n”

con el menor de los valores entre las ecuaciones 4.54, 4.55 y 4.56 para posteriormente determinar el área de concreto A_c con la ecuación 4.57.

Donde:

L: Longitud total del elemento estructural principal (cercha metálica 1) donde se colocaran los conectores.

e: Distancia entre elementos estructurales (cerchas metálicas).

d: Distancia del eje de la cercha metálica1 hasta el borde crítico de la losa.

espesor: espesor de la losa maciza de cubierta.

$$n = \frac{L}{8} = \frac{38.51m}{8} = 4.81 [m] = 481.37 [cm] \quad (\text{ecuación 4.54})$$

$$n = \frac{e}{2} = \frac{10.15m}{2} = 5.08 [m] = 508.00 [cm] \quad (\text{ecuación 4.55})$$

$$n = d = 288.00cm + 10.00cm + 10.00cm = 308.00 [cm] \quad (\text{ecuación 4.56})$$

$$A_c = n * \text{espesor}$$

$$A_c = 308.00cm * 8.00cm = 2464.00 [cm^2] \quad (\text{ecuación 4.57})$$

Reemplazando valores en la ecuación 4.49 se tiene:

$$F_{conector} = 178.50 * 2464.00cm^2 = 439.82 [t]$$

El número de conectores de corte necesarios entre el punto de máximo momento y la sección adyacente de momento nulo, es decir la mitad de la luz para las solicitaciones de diseño se obtienen de la resolución de la ecuación 4.58.

$$\# \text{conectores} = \frac{F_{conector}}{Q_n} \quad (\text{ecuación 4.58})$$

Donde:

$F_{conector}$: Menor valor entre las ecuaciones 4.52 y 4.53.

Resolviendo la ecuación 4.58 se tiene lo siguiente:

$$\# \text{ conectores} = \frac{F_{conector}}{Q_n} = \frac{250.27t}{9.30t} = 26.91 \cong 27 \text{ conectores}$$

El número de conectores totales en toda la longitud de la cercha metálica 1 es de:

54 conectores de corte tipo espárrago distribuidos simétricamente en toda la longitud de la cercha metálica 1.

4.7.3.2 Recomendaciones de instalación.- Es necesario cumplir con todas las especificaciones que se requiera para un óptimo comportamiento de los conectores de corte con las siguientes recomendaciones:

- Se utilizaran conectores con un diámetro no mayor a 20mm.
- El proceso de soldadura para el anclaje de los conectores se lo debe realizar por personal con experiencia.
- Si se utiliza soldadura de filete se recomienda una longitud mínima de 2.50cm en cada una.
- Al ser la soldadura un proceso que implica calor, nunca se deberá utilizar como conector de corte varillas de acero de refuerzo, ya que el calor cambia su estructura molecular y por ende también sus propiedades.

4.8 Referencias.-

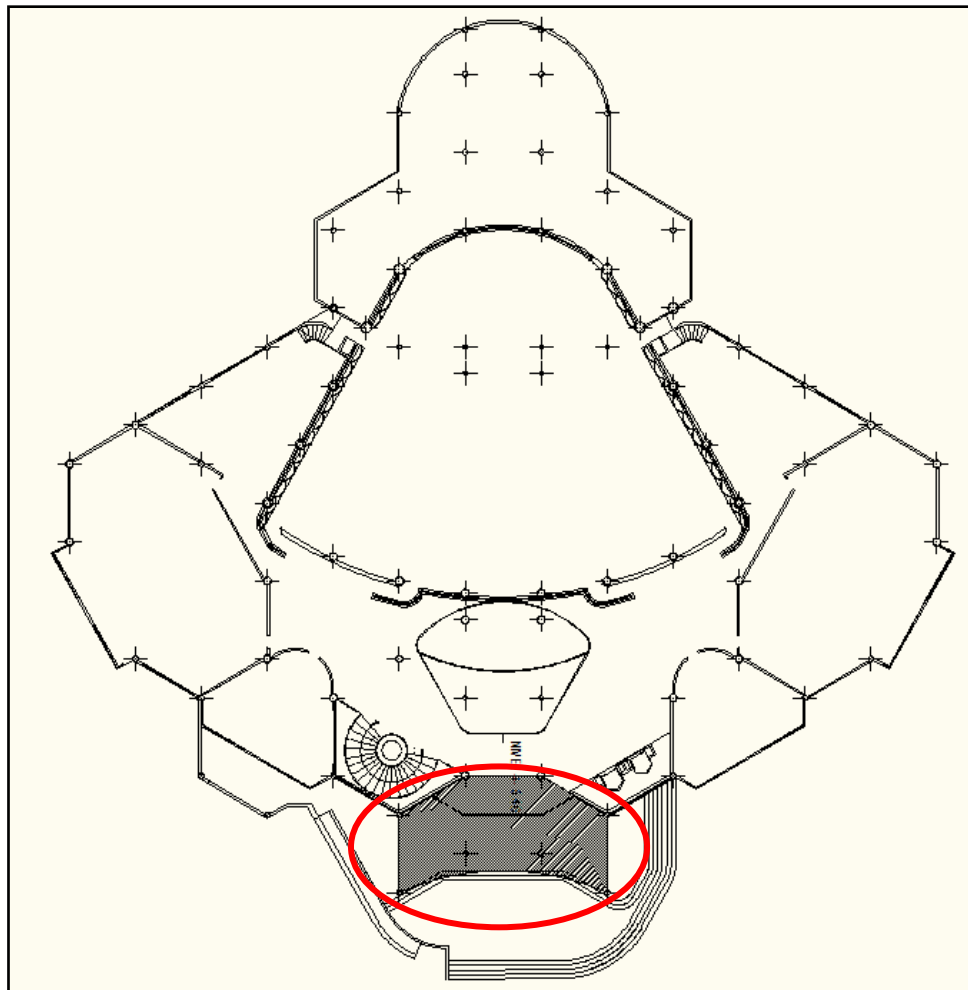
- [1] GUERRA Y CHACÓN (2010), Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS, 1a. ed, Quito, Ecuador.
- [2] SEMBLANTES VÉLEZ, Marcelo. Diseño de una Torre de Transmisión Eléctrica Auto soportada para una línea de 69 KV: Carga de Viento. Quito, 2010, Tesis (Ingeniero Mecánico). Escuela Politécnica Nacional. Facultad de Ingeniería Mecánica.
- [3] SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA CIVIL, Normas Técnicas Complementarias para Cargas de Viento, Benito Juárez, Quintana Roo, México, 2007.
- [4] CEC-2002, (2002), Código Ecuatoriano de la Construcción, Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- [5] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 2a. ed, Chicago, 1994.
- [6] ROMO Marcelo, “Fundamentos de Hormigón Armado”, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador, 2008.
- [7] Mc CORMAC (1993), Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD, 2a. ed, México D.F., México.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DEFINITIVO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES “CUBIERTA DEL ACCESO CENTRAL”

En el presente capítulo se describe las características de los diferentes elementos que componen la estructura de la cubierta del ubicada en el acceso central del auditorio, las normativas vigentes en el país para el diseño de cubiertas, además de cargas de diseño estipulado en los códigos el AISC 1997 LRFD (última resistencia), ACI 318-08 y CEC-2001.

5.1 Descripción general de la cubierta.- A continuación se detalla las características principales de la estructura que compone la cubierta del acceso central.

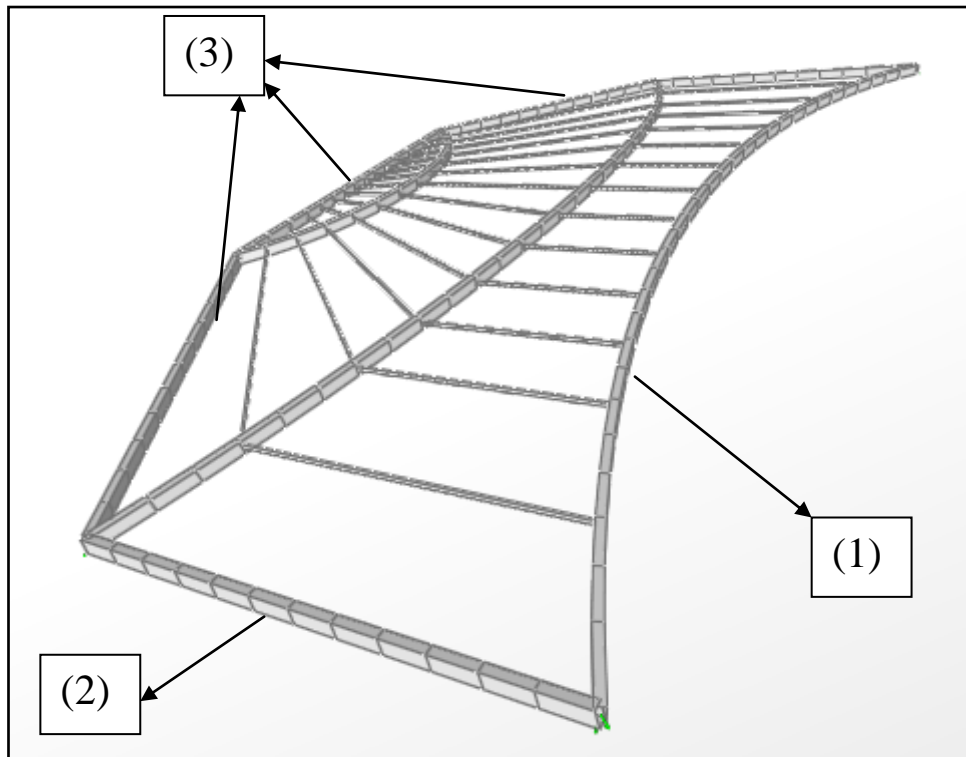
5.1.1 Ubicación.- La cubierta del acceso central se localiza en el ingreso principal al Nuevo Auditorio, es una estructura en forma de cono truncado que protege un balcón exterior ubicado en la parte frontal de la edificación.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.1: (Esquema de ubicación de la cubierta del acceso central)

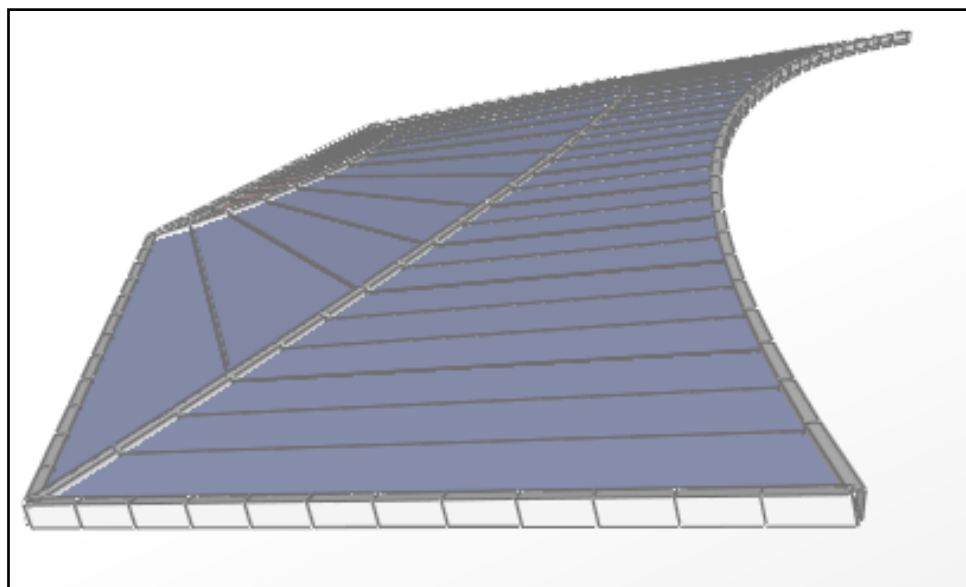
5.1.2 Conformación de elementos.- La estructura de la cubierta en el acceso central del Nuevo Auditorio está conformada por 3 estructuras conformadas por elementos tipo rectangular hueco en posición curva espacial tanto horizontal como vertical (1), 2 estructuras en posición recta a desnivel conformada por elementos tipo rectangular hueco (2) y 3 estructuras en posición recta conformada por elementos tipo rectangulares huecos, todos formando una sola estructura detallada en la figura 5.2.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.2: (Ubicación de elementos estructurales en la cubierta del acceso central)

La cubierta está conformada por una losa de hormigón con placa colaborante (deck metálico) en toda el área curva que compone la cubierta (figura 5.3).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.3: (Visualización de la losa de cubierta)

5.2 Aceros estructurales.- Para el diseño de todos los elementos metálicos que componen la cubierta de acceso central del Nuevo Auditorio, se utilizará el acero de tipo A-36 descrito a detalle en la tabla 5.1

Tabla 5.1: (Detalle de tipo de acero estructural según ASTM)

Tipo según ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos	Fy (kg/cm²)	Fu (kg/cm²)
A-36	Al carbón	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas	2534, (2253 si el espesor es mayor de 8 pulgadas)	4083 a 5631
A-529	Al carbón	Perfiles y placas de hasta ½ pulgada	Similar al tipo A-36	2956 - 3519	4223 a 7039
A-572	Columbio – Vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras hasta 6 pulgadas	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	2956 - 4575	4223 a 5631

FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 199) [1]

5.2.1 Método de diseño LRFD.- Para el diseño de los elementos en estructura metálica de la cubierta del acceso central del Nuevo Auditorio, se aplica el método LRFD²⁶, mismo que se detalla en la sección 4.2.1 del capítulo 4.

5.3 Carga muerta.- Carga que soportará los elementos estructurales por componentes permanentes en la construcción de la cubierta.

Tabla 5.2: (Carga muerta en la estructura que compone la cubierta del acceso central)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Lámina de Chova (impermeabilizante)	10.00
Loseta de hormigón (deck metálico ²⁷)	166.80
Deck metálico	6.37
Masillado (e = 2.00cm)	48.00
Perfilería metálica	19.17
Carga Muerta Total =	250.34

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Tabla 5.3: (Especificaciones perfil metálico tipo tubo cuadrado y rectangular)

Dimensiones exteriores a x b(mm)	Espesor e(mm)	Peso teórico (kg/m)	Área de la sección (cm ²)	Momento de inercia de torsión J (cm ⁴)	Momento de inercia de flexión I (cm ⁴)	Radio de giro (cm)
200 x 100	4	17.90	22.87	987.50	408.70	4.228
75 x 75	4	8.86	11.28	146.70	94.36	2.892

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

²⁶ Load Resistance Factors Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

²⁷ Los valores fueron obtenidos de la tabla 5.11 parte de este capítulo.

5.4 Carga viva.- Para el área que constituye la cubierta del auditorio, se tomará en cuenta las siguientes solicitaciones de carga:

1. Carga por acumulación de agua debido a la absorción y peso de canelones.
2. Carga por la acumulación de granizo.
3. Carga por la acumulación de ceniza volcánica.
4. Carga por mantenimiento.

Carga viva total	150(kg/m ²)
------------------	-------------------------

5.5 Carga de viento.- Para las solicitaciones debido a las cargas de viento que afectan la cubierta se tomarán en cuenta procedimientos de cálculo regidas por normas internacionales y descritas en las siguientes secciones de este capítulo.

5.5.1 Normativas utilizadas.- Los códigos de diseño utilizados para obtener las cargas debidas a la acción del viento, se encuentran narradas en la sección 4.5.1 del capítulo 4.

Para realizar un correcto análisis por cargas de viento, al igual que en el diseño detallado en el capítulo 4, se tomará como base las disposiciones técnicas de la norma ASCE 7-05 y NTC.

5.5.1.1 Clasificación según su importancia (Grupo A).- A este grupo pertenecen estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado como

son aquellas cuya falla podría causar la pérdida de un elevado número de vidas, pérdidas económicas o culturales.

Así mismo se considera los locales, las cubiertas y los paraguas que protejan equipo especialmente costoso y las áreas de reunión que puedan alojar más de doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones.

5.5.1.2 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento (Tipo I).-

Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento.

Abarca todas aquellas en el que la relación de aspecto (definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta) es menor o igual a cinco y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a un segundo.

Pertencen a este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos y viaductos.

También se incluyen construcciones cerradas con sistemas de cubierta suficientemente rígida, es decir capaz de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría.

5.5.1.3 Categoría del terreno según su rugosidad.- Para categorizar esta cubierta en análisis, se toma en cuenta las disposiciones detalladas en la tabla 5.4.

Tabla 5.4: (Categoría del terreno según su rugosidad)

Categoría	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas suburbanas, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3.00m.a 5.00m. La longitud mínima de este tipo de terreno en dirección del viento debe ser de 500.00m. o 10 veces la altura de la construcción que sea mayor.

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 20) [2]

5.5.1.4 Dirección de análisis.- Las estructuras de soporte se analizaran suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma) en estudio.

El factor de Direccionalidad del Viento, K_d , varía desde 0.85 hasta 0.95 y será determinado a partir de la tabla 5.5.

Tabla 5.5: (Factor de direccionalidad)

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d
Edificaciones:	0.85
<ul style="list-style-type: none"> • Sistema principal resistente a fuerza de viento. • Componentes y revestimiento. 	0.85
Techos arqueados	0.85

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 22) [2]

5.5.1.5 Factor de topografía.- El factor de topografía K_{zt} representa la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a lo siguiente.

- a) Altura por encima del nivel del terreno
- b) Rugosidad del terreno
- c) Terreno ondulado, la forma y la pendiente del terreno.

El factor K_{zt} , será considerado cuando la estructura está ubicada sobre una colina o elevación capaz de incrementar la velocidad del viento de barlovento a 10.00m. por encima del nivel del terreno.

5.5.2 Cálculo de cargas.- Debido a que en el país no existe una normativa específica que rija el cálculo para las cargas de viento, se tomará lo estipulado en la normativa ASCE 7-05 y NTC por esta razón deben considerar los siguientes efectos.

- a) Empujes y succiones estáticos.

- b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal causadas por turbulencia.
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
- d) Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras tipo I (sección 5.4.1.2) bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento calculados de acuerdo a lo estipulado en el *Método Simplificado y Estático para diseño por viento*.

5.5.2.1 Datos generales de la estructura.- Efectuando un resumen de lo especificado en las secciones anteriores se tiene la tabla 5.6 para el cálculo de las fuerzas de viento.

Tabla 5.6: (Datos para el diseño por cargas de viento)

Tipo	Factor	Descripción
Grupo de la estructura	Grupo A	Según importancia.
Tipo de estructura	Tipo I	Según respuesta del viento.
Categoría del terreno	Categoría 3	Según rugosidad del terreno.
Clase de estructura	Clase B	Según tamaño.
Altura máxima de cubierta	11.69(m)	Desde el nivel del suelo.

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

5.5.2.2 Método simplificado y estático para diseño por viento.- Para este tipo de diseño se debe desarrollar la expresión descrita en la ecuación 5.1.

$$V_d = K_{zt} * I * K_d * F_c * V_R \quad (\text{ecuación 5.1})$$

Donde:

K_{zt} : igual a 1.00.

I: Factor de importancia igual a 1.15 (ver tabla 5.7).

V_R : Velocidad regional asumida como 120 [km/h].

F_c : Factor de tamaño varía con la altura.

K_d : Factor de direccionalidad igual a 0.85 (ver tabla 5.5).

El factor de importancia de la estructura de la cubierta depende de la velocidad asumida para el diseño y la categoría del terreno descrito en la sección 5.5.1.3, como lo indica la tabla 5.7.

Tabla 5.7: (Factor de importancia I para cargas de viento)

Categoría	Regiones no propensas a huracán y regiones propensas a huracán con $v = 137 - 161$ km/h (85 - 100 mph)	Regiones propensas a huracán con $v > 161$ km/h (100 mph)
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 21) [2]

Reemplazando los datos de la cubierta en la ecuación 5.1 se tiene:

$$V_d = 1.00 * 1.15 * 0.85 * F_c * 120 \text{ km/h}$$

$$V_d = 117.3 * F_c$$

El factor de tamaño F_c se calcula en base a rangos de altura sobre el nivel del suelo mediante la tabla 5.8, para el tipo de exposición correspondiente, en este caso el Tipo B lo cual especifica el código AEC²⁸.

²⁸ Asociación de Estados del Caribe, Código Modelo de Construcción para Cargas de Viento, Versión final, Trinidad y Tobago, 2003, p. 25.

Tabla 5.8: (Valores en base a la altura del factor F_c)

Altura por encima del nivel del suelo		Exposición			
		B		C	D
(pies)	(m)	Caso 1	Caso 2	Caso 1 y 2	Caso 1 y 2
0-15	0-4.6	0.70	0.57	0.85	1.03
20	6.1	0.70	0.62	0.90	1.08
25	7.6	0.70	0.66	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	0.81	1.09	1.27
60	18	0.85	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	0.89	1.17	1.34

FUENTE: (SEMBLANTES Marcelo, 2010, p. 23) [2]

Estudiando los rangos en la tabla 5.8, se tiene los siguientes factores para distintos puntos de la cubierta.

- Tramo 9.10 a 12.20 metros, el F_c es 0.76.

La ecuación 5.2 se emplea para convertir la energía cinética del viento en una presión estática.

$$qz = 0.0048 * G * V_d^2 \quad (\text{ecuación 5.2})$$

Donde:

G: Factor de corrección por temperatura.

Para calcular el factor G respecto al nivel del mar se usa la ecuación 5.3.

$$G = \frac{0.392 * \Omega}{273 + T} \quad (\text{ecuación 5.3})$$

Donde:

Ω : Presión barométrica igual a 600 [mm Hg] se considera una altura de 1000 m.s.n.m.

T: Es la temperatura ambiental en °C, en el cantón Rumiñahui se considera un promedio de 17°C²⁹.

Reemplazando datos del lugar de implantación del Nuevo Auditorio en la ecuación 5.3 se tiene:

$$G = \frac{0.392 * 600}{273 + 17} = 0.81$$

Por lo tanto:

- Para el tramo de 12.20 a 15.20 metros:

$$q_z = 0.0048 * 0.81 * (117.3 * 0.76)^2 = 30.90 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Un método alternativo de diseño es el que propone la norma NTC con la siguiente fórmula para el cálculo de cargas por viento (ecuación 5.4).

$$q_z = 0.0048 * C_p * V_d^2 \quad \text{(ecuación 5.4)}$$

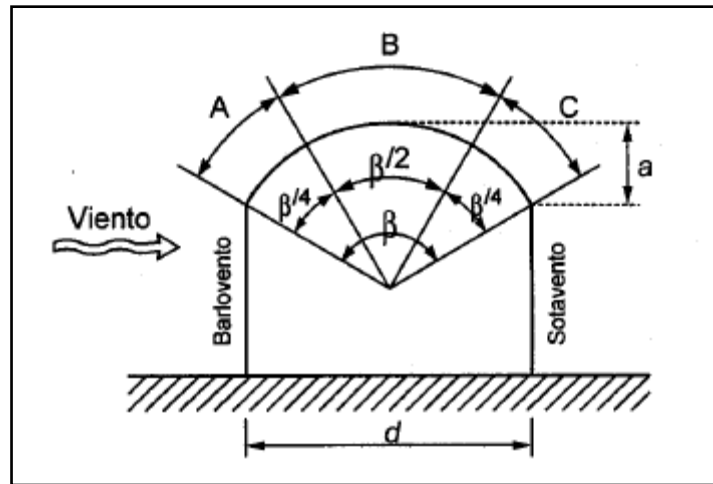
Donde:

C_p : Coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura.

V_d : Velocidad de diseño a la altura “z” de la estructura =120 [km/h].

Para cubiertas en forma de arco, el coeficiente de presión local C_p depende de la geometría del arco, para el caso de la cubierta del Nuevo Auditorio se colocará el valor más crítico (figura 5.4 y tabla 5.9).

²⁹ TOBAR VANESSA, Propuesta del Programa de Manejo de los Residuos Sólidos Urbanos del Cantón Rumiñahui: Climatología, página 26, Sangolquí, Tesis (Ingeniera Geográfica y del Medio Ambiente). Escuela Politécnica del Ejército. Carrera de Ingeniería Geográfica y del Medio Ambiente.



FUENTE: (NTC PARA CARGAS DE VIENTO, 2007, p. 7) [3]

Figura 5.4: (Sectores característicos de una cubierta en arco)

El factor “r” que se tomará como base para el cálculo de C_p , el mismo que se obtiene resolviendo la ecuación 5.5 con los datos de la geometría de la cubierta detallados en la tabla 5.9.

Tabla 5.9: (Datos de la geometría de la cubierta)

Sector de la cubierta	Dimensión (m)
Ancho promedio (d)	16.50
Altura máxima de cubierta (a)	1.58
Altura máxima de cubierta desde el nivel del suelo.	11.69

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

$$r = \frac{a}{d}$$

$$r = \frac{1.58}{16.50} = 0.096$$

(ecuación 5.5)

Tabla 5.10: (Valores del factor C_p para cubiertas en forma de arco)

Relación $r = a/d$	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9	----	----
$0.2 < r < 0.3$	$3*r - 1.0$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$1.42*r$	----	----

FUENTE: (NTC PARA CARGAS DE VIENTO, 2007, p. 6) [3]
]

Obteniendo el factor “r”, se calcula los valores de C_p para los diferentes tramos del arco.

$$C_{p(A)} = 3 * 0.096 - 1 = -0.712$$

$$C_{p(B)} = -0.7 - 0.096 = -0.796$$

$$C_{p(C)} = -0.5$$

(ecuación 5.6)

Reemplazando valores de C_p en la ecuación 5.4 se calcula las presiones correspondientes en cada tramo de la cubierta.

$$q_{z(A)} = 0.0048 * -0.712 * (120 \text{ km/h})^2 = -49.213 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q_{z(B)} = 0.0048 * -0.796 * (120 \text{ km/h})^2 = -55.020 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q_{z(C)} = 0.0048 * -0.5 * (120 \text{ km/h})^2 = -34.56 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Las cargas de viento obtenidas con la resolución de las ecuaciones 5.2 y 5.4 serán colocadas en el modelo tridimensional en el programa SAP 2000 v12 mediante un promedio aritmético de valores de los valores más críticos.

5.5.3 Método alternativo de aplicación de la carga de viento a los modelos efectuados en SAP 2000 v12.- Este método de cálculo para las fuerzas debidas al viento se encuentra detallado en la sección 4.5.3 del capítulo 4.

5.6 Cargas sísmicas.- El análisis de fuerzas sísmicas propone dos métodos de diseño estático y dinámico, mismos que contienen un respaldo teórico en la parte inicial de la sección 4.6 del capítulo 4.

5.6.1 Análisis estático.- Las estructuras de acero que componen la cubierta del acceso central deberán ser diseñadas para resistir las cargas laterales provenientes de las acciones sísmicas. El Código Ecuatoriano de la Construcción, al igual que para el caso de estructuras de hormigón armado, incorpora los criterios mediante los cuales se permite diseñar estructuras considerando cargas laterales estáticas equivalentes:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} W \quad (\text{ecuación 5.7})$$

Datos empleados para el cálculo de fuerzas laterales en la cubierta³⁰:

Z: Factor de la zona sísmica adoptada.	= 0.4
I : Factor de destino e importancia de la estructura.	= 1.3
R: Factor de reducción de respuesta.	= 7
S: Coeficiente de suelo.	= 1.2
Coeficiente C _m .	= 3
C _t : Factor del tipo de estructura (estructura espacial de acero)	=0.09
Ø _p : Coeficiente de configuración en planta.	= 0.9
Ø _e : Coeficiente de configuración en elevación.	= 0.8

Para el cálculo del factor C (ecuación 5.8), se debe conocer la altura máxima de la cubierta desde el nivel del suelo, dicho valor se encuentra estipulado en la tabla 5.6.

³⁰ En el Anexo C de este documento se encuentra detallado el respaldo teórico de los factores asumidos para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en la cubierta.

$$C = \frac{1.25 * S^5}{T}$$

Donde:

$$T = Ct * (hn)^{3/4} \quad \text{(ecuación 5.8) y (ecuación 5.9)}$$

$$T = 0.09 * (11.69)^{3/4} = 0.567$$

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.567} = 2.743$$

En el presente análisis de la cubierta se asumirá para el diseño el valor crítico de “C”, en este caso el valor de $C_m = 3$, dicho valor se reemplaza en la ecuación 5.7.

$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 3}{7 * 0.9 * 0.8} W = 0.3095 * W$$

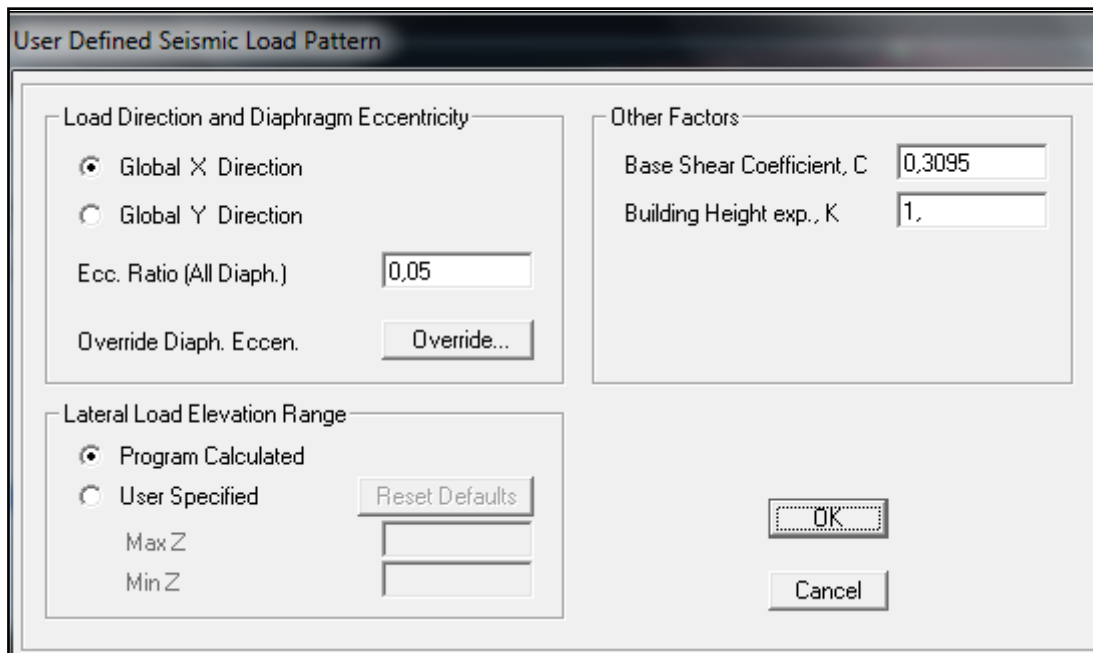
Pero el cortante basal “V” como lo indica el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 [CEC 7.9.1] no debe ser menor a lo que indica las ecuaciones³¹ 4.17 y 4.18.

$$V = 0.48 * 0.4 * 1.3 * W = 0.2496 * W$$

$$V = \frac{1.14 * 0.4 * 1.3}{7} W = 0.084 * W$$

El coeficiente 0.3095 se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas estáticas en la dirección X y en la dirección Y, en el programa SAP 2000 v12 como se muestra en la figura 5.5.

³¹ Ecuaciones detalladas en la sección 4.6.1 del capítulo 4.



FUENTE: (VENTANA GRÁFICA PROGRAMA SAP 2000)

Figura 5.5: (Ventana para cálculo de la carga de sismo estático)

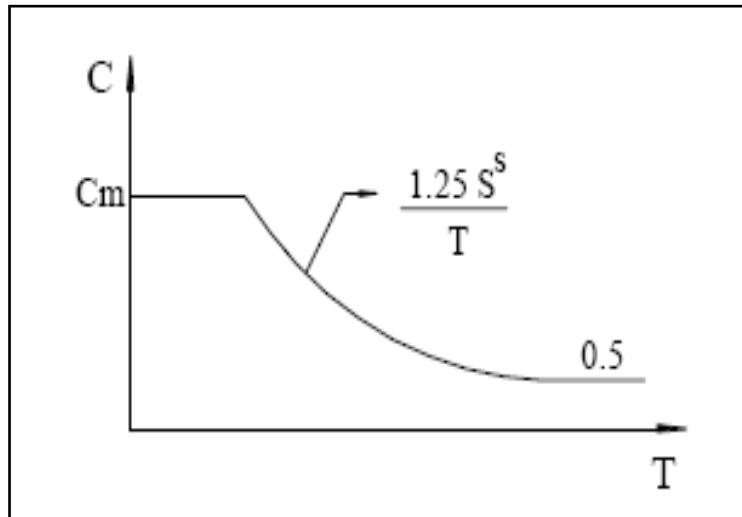
El CEC-2002 [CEC 6.10.1] indica que de existir voladizos horizontales en la estructuras se diseñaran para una fuerza neta vertical reversible F_v expresada en la ecuación 5.10, dado que la cubierta analizada no posee volados horizontales no se calculará la fuerza antes descrita.

$$F_v = \frac{2}{3} * Z * I * C_m * W_p \quad \text{(ecuación 5.10)}$$

5.6.2 Análisis modal espectral.- Este análisis se basa en un análisis dinámico elástico de la estructura, los cuales combinan las máximas respuestas de los modos de vibración de la misma, estas respuestas se calculan utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que correspondan a los periodos de los modos de vibración.

Para el diseño de las estructuras, es necesario aplicar un factor de reducción al espectro elástico, tomando en cuenta que en ningún caso se deberán reducir

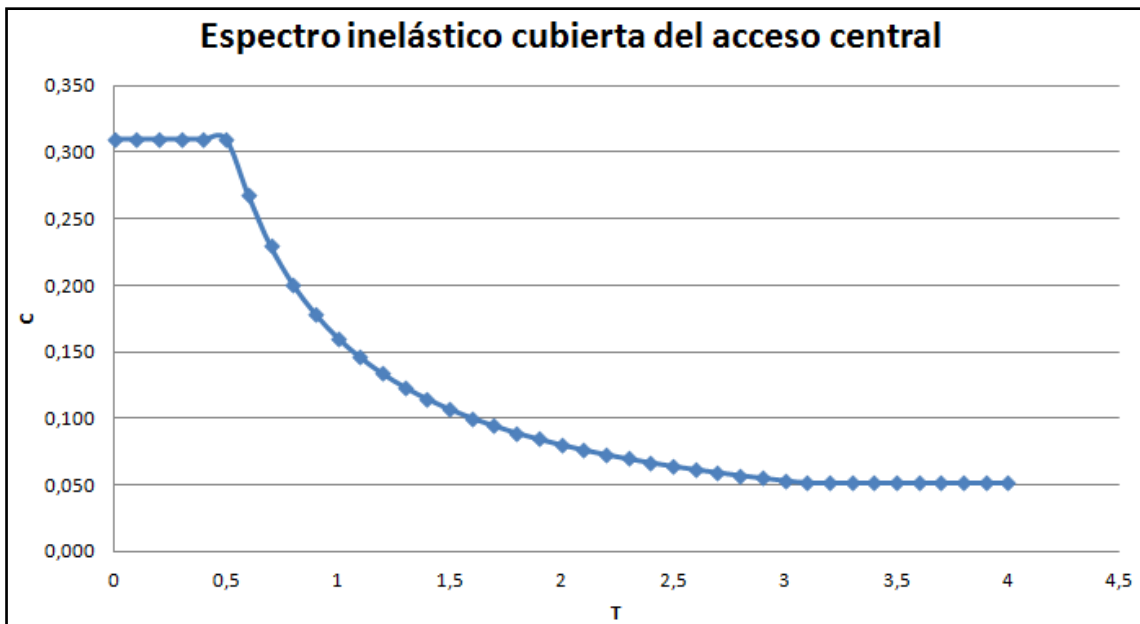
los valores de manera que el cortante basal de diseño sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido para R, esto se aplicará siempre que la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente.



FUENTE: (CEC, 2002, p. 31) [4]

Figura 5.6: (Espectro elástico que presenta el CEC-2002 para el sismo de diseño)

Para la definición del análisis modal espectral $C = f(t)$ se ingresa al programa SAP 2000 v12, un archivo de extensión .txt previamente generado en el programa Excel. Dicho archivo contiene los valores para el espectro inelástico de diseño (figura 5.7).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.7: (Espectro inelástico utilizado para el diseño de la cubierta)

5.7 Diseño de elementos estructurales.- La estructura que conforma la cubierta del acceso central al Nuevo Auditorio se conforma principalmente por elementos metálicos, y elementos de hormigón con placa colaborante, el detalle de cada uno se describe en las secciones siguientes de este capítulo.

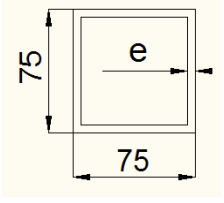
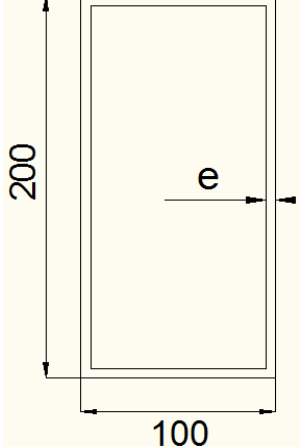
5.7.1 Perfiles metálicos.- Para el diseño de la cubierta del acceso central al Nuevo Auditorio se emplea 2 tipos de perfilería metálica para la conformación de los elementos.

1. Perfil tipo O (rectangular) para la construcción de todos los elementos estructurales con excepción de la correas de arriostamiento.
2. Perfil tipo C para correas de arriostamiento.

Cabe mencionar que los tipos de perfil metálico que a continuación se detalla en la tabla 5.11 se escogieron en base a requerimientos arquitectónicos de

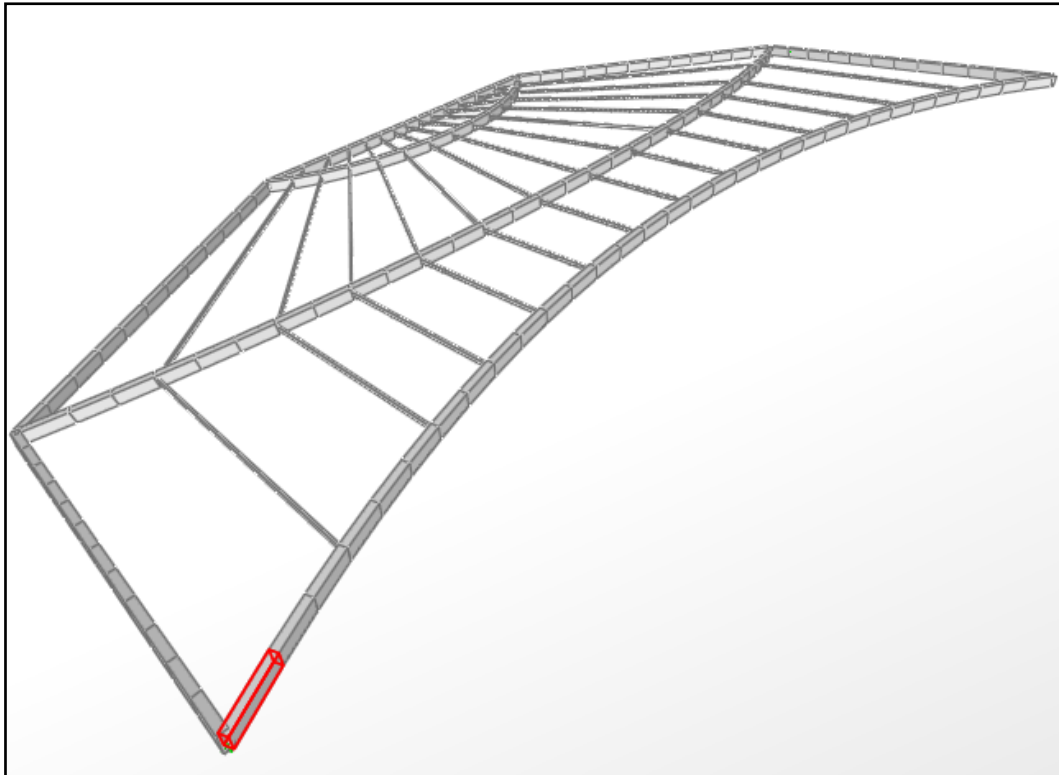
visualización adecuada para los elementos estructurales de la cubierta, requerimientos estructurales señalan que la perfilería metálica utilizada en la cubierta del acceso central se encontrará sobredimensionada.

Tabla 5.11: (Detalle del tipo de perfil metálico)

Tipo de perfil	Espesor (mm)	Código de planilla
	4	a
	4	b

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

5.7.1.1 Diseño a mano (elemento metálico).- A continuación se realizará los cálculos manuales para la sección visualizada en la figura 5.8.



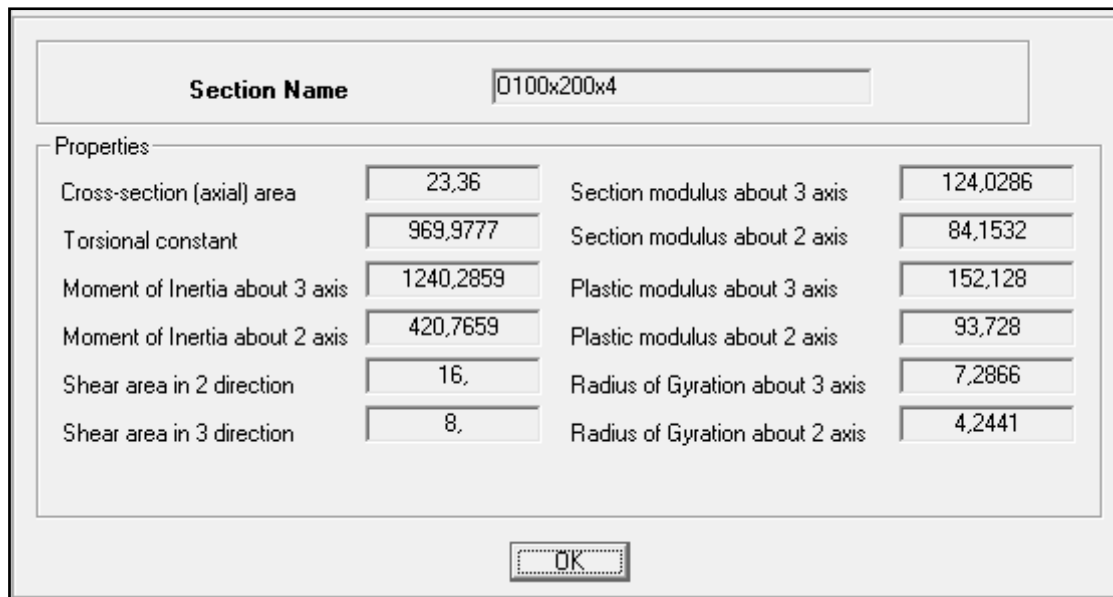
ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.8: (Elemento analizado en la cubierta del acceso central)

Para el sentido que se está analizando, en este caso el sentido “x” el elemento es arriostrado lateralmente, por lo tanto el valor de $k=1.00$. La longitud del elemento analizado es 69.20cm.

$$kx = 1.00 \rightarrow Klu = 1.00 * 69.20cm = 69.20 [cm] = 27.24 [pu lg]$$

Con la ayuda del programa SAP 2000 v12 obtenemos las propiedades geométricas de la sección a analizar (figura 5.9).



FUENTE: (VENTANA GRÁFICA PROGRAMA SAP 2000)

Figura 5.9: (Pantalla de visualización de las propiedades geométricas del perfil)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{69.20cm}{7.29cm} = 9.492$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{69.20cm}{4.24cm} = 16.320$$

Las solicitaciones que debe resistir el perfil son las siguientes.

P =	2.510 [t]
M_{ux} =	0.091 [t*m]
M_{uy} =	0.020 [t*m]

Con el valor crítico de $(KL/r)_x$, se obtiene el factor ϕF_{cr} con ayuda de la tabla 5.12.

Tabla 5.12: (Valores del factor ϕF_{cr} , para $f_y = 36$ ksi)

$\frac{Kl}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$	$\frac{Kl}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$	$\frac{Kl}{r}$	$\phi F_{cr}(\text{ksi})$
16	30.19	56	25.94	96	18.84
17	30.14	57	25.79	97	18.65
18	30.08	58	25.63	98	18.46
19	30.02	59	25.48	99	18.27
20	29.96	60	25.32	100	18.08

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla 3-36) [5]

$$\phi_c * F_{cr} = 30.19 \text{ ksi} = 2127.03 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con el factor ϕF_{cr} se calcula la carga nominal afectada por el factor de reducción $\phi_c * P_n$.

$$\phi_c * P_n = \phi_c * F_{cr} * A \quad (\text{ecuación 5.11})$$

Donde:

A: Área de la sección analizada (figura 5.8).

$$\phi_c * P_n = 2127.03 \text{ kg/cm}^2 * 23.36 \text{ cm}^2 = 49687.35 \text{ [kg]} = 49.69 \text{ [t]}$$

En primera instancia, para obtener un cálculo preliminar del coeficiente de resistencia del perfil metálico, se calcula el factor en la ecuación 5.12. Dicho valor se compara con las ecuaciones 5.13 y 5.14 para escoger la expresión de análisis.

$$\frac{Pu}{\phi_c * P_n} = \frac{2.510}{49.69} = 0.051 < 0.2 \quad (\text{ecuación 5.12})$$

$$a) \text{ Cuando } \frac{Pu}{\phi_c * P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{Pu}{\phi_c * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (\text{ecuación 5.13})$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{Pu}{\phi_c * P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{Pu}{2 * \phi_c * P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (\text{ecuación 5.14})$$

Para analizar un miembro sujeto a flexo compresión necesitamos efectuar un análisis de primer orden y de segundo orden para obtener los momentos flexionantes. El momento de primer orden por lo general se obtiene haciendo un análisis elástico y consta de los momentos M_{nt} (momentos causados por cargas de gravedad) y los momentos M_{lt} (momentos debidos a las cargas laterales, esto es, debido a la traslación lateral).

Teóricamente, si tanto las cargas como la estructura son simétricas, M_{lt} será cero. De igual manera si la estructura está soportada lateralmente, M_{lt} será cero. Es posible desde luego, tener deflexiones laterales en edificios altos con cargas simétricas.

Como el elemento analizado tiene soporte lateral, el momento M_{lt} será cero.

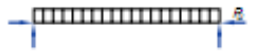
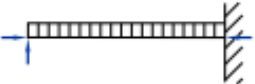
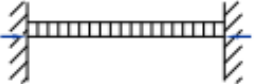



De la tabla 8 detallada en el manual LRFD³², se obtiene el valor de P_{e1} , caso contrario se puede calcular con la resolución de la ecuación 5.15.

$$P_{e1(x)} = \frac{\pi^2 * E * I_x}{(Kx * Lx)^2} = \frac{\pi^2 * 29 \times 10^3 \text{ ksi} * (1240.29 / 2.54^4) \text{ pu lg}^4}{(1 * 27.24 \text{ in})^2}$$

$$P_{e1(x)} = 11491.45 \text{ [klb]} = 5223.39 \text{ [t]} \quad (\text{ecuación 5.15})$$

El valor del factor de modificación C_m se obtiene resolviendo la ecuación 5.16 detallada en la figura 5.10.

³² American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, 2da. Edición, Chicago, AISC, 1994, table 8, p. 6-154.

Case	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaC-C1.1) [5]

Figura 5.10: (Valores del factor de modificación C_m)

$$C_m = 1 - 0.4 * \frac{P_u}{P_{e1}}$$

$$C_m = 1 - 0.4 * \frac{5.510t}{5223.39t} = 0.999 \cong 1.00 \quad \text{(ecuación 5.16)}$$

A continuación se calcula los factores de amplificación son B_1 y B_2 , los mismos que especifican lo siguiente:

- Con B_1 se estima el efecto de P_u para una columna, este o no este el marco estructural soportado contra el pandeo.
- Con B_2 se estima el efecto de P_u en marcos sin soporte lateral.

Estos factores son teóricamente aplicables cuando las conexiones están totalmente restringidas o cuando ellas no están restringidas en absoluto. El

manual LRFD indica que la determinación de momentos secundarios entre esos 2 casos extremos (conexiones con restricción parcial) está más allá del alcance de las especificaciones.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1 \quad \text{(ecuación 5.17)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} \geq 1 \quad \text{(ecuación 5.18)}$$

Al resolver las ecuaciones 5.17 y 5.18 se tiene:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{1.00}{1 - \frac{5.522t}{5223.39t}} = 1.00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} = 0$$

A continuación se realiza el cálculo para saber si el perfil analizado (figura 5.8) es compacto, no compacto o esbelto.

En el manual AISC LRFD están publicadas las tablas correspondientes para encontrar los límites ancho espesor para elementos a compresión, en el presente caso se trata de una sección rectangular hueca (figura 5.11) con una relación ancho – espesor como se muestra en las ecuaciones 5.19 y 5.20.

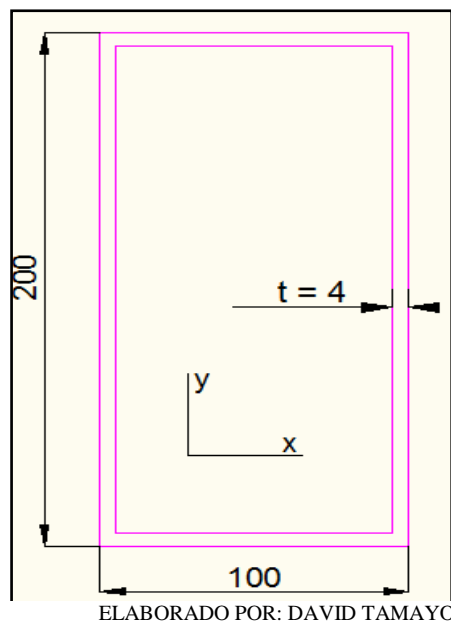


Figura 5.11: (Dimensiones de la sección analizada)

$$\text{Sentido } y = \frac{b}{t} = \frac{200\text{mm} - 2 * 4\text{mm}}{4\text{mm}} = 48.00 \quad (\text{ecuación 5.19})$$

$$\text{Sentido } x = \frac{b}{t} = \frac{100\text{mm} - 2 * 4\text{mm}}{4\text{mm}} = 23.00 \quad (\text{ecuación 5.20})$$

La relación ancho – espesor para la sección que se está analizando es diferente para la dirección “x” y “y”. Este valor debe ser comparado con los límites establecidos en las tablas del manual AISC LRFD (tabla 5.13 y 5.14) para la sección propuesta, estos límites toman los nombres de λ_p y λ_r . Para que una sección sea compacta, sus patines deberán estar conectados en forma continua al alma (o almas) y adicionalmente, la relación ancho – espesor no será mayor que λ_p . Una sección no compacta, es aquella cuya relación ancho – espesor es mayor que λ_p pero menor que λ_r . Finalmente si una sección supera los límites antes mencionados, se tratará de una sección esbelta.

Tabla 5.13: (Ecuación para el cálculo de la relación ancho-espesor)

Elemento viga	Relación ancho - espesor	Límites de la relación ancho – espesor, Λ_p	
		General	Para $F_y = 50$ ksi.
Patines de secciones I y canales.	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	9.2
Patines de vigas sección caja cuadrada y rectangular.	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	26.9

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaB-1) [5]

Tabla 5.14: (Ecuación para el cálculo de una sección compacta o no compacta)

Descripción del elemento	Relación ancho - espesor	Límites de la relación ancho - espesor	
		Λ_p (compacto)	Λ_t (no compacto)
Patines de secciones en caja cuadrada o rectangular y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión, cubre placas de patines y placas de diafragmas entre líneas de conectores o soldadura.	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	$238/\sqrt{F_y}$

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tablaB5.1) [5]

Se calcula a continuación el valor de λ_p y λ_r en base a las especificaciones de la tabla 5.14.

$$\lambda_p = \frac{190}{\sqrt{fy}} = \frac{190}{\sqrt{36ksi}} = 31.67 \quad (\text{ecuación 5.21})$$

$$\lambda_r = \frac{238}{\sqrt{fy}} = \frac{238}{\sqrt{36ksi}} = 39.67 \quad (\text{ecuación 5.22})$$

Como el valor de la relación ancho – espesor en el sentido “y” de la sección (ecuación 5.19) es mayor que λ_p y mayor que λ_r , por lo tanto la sección es esbelta. La relación ancho – espesor en el sentido “x” de la sección (ecuación 5.20) es menor que λ_p , por lo tanto la sección es compacta.

La sección compacta es lo suficientemente fuerte para desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse, en cambio la sección esbelta no desarrolla una distribución total de esfuerzos.

Las solicitaciones de carga y de momento que debe resistir el perfil analizado son pequeñas, además de lo señalado en la sección 5.7.1 se puede asumir el cálculo del momento nominal asemejando a la de una sección compacta ya que no cabe realizar un análisis más exhaustivo por lo anteriormente señalado.

De este particular se desprende las ecuaciones 5.23 y 5.24, que aplica a secciones compactas.

$$\begin{aligned} \phi b * Mnx &= \phi b * fy * Zx \\ \phi b * Mnx &= 0.90 * 2.534t / cm^2 * 152.128cm^3 \\ \phi b * Mnx &= 346.94 [t * cm] = 3.47 [t * m] \end{aligned} \quad (\text{ecuación 5.23})$$

$$\begin{aligned} \phi b * Mny &= \phi b * fy * Zy \\ \phi b * Mny &= 0.90 * 2.534t / cm^2 * 93.728cm^3 \\ \phi b * Mny &= 213.756 [t * cm] = 2.14 [t * m] \end{aligned} \quad (\text{ecuación 5.24})$$

Continuando con el cálculo se obtiene el valor de la ecuación 5.25.

$$\frac{Pu}{\phi_c * P_n} = \frac{Pu}{0.85 * F_{cr} * A_g} \quad (\text{ecuación 5.25})$$

Donde:

Φ_c : Factor de reducción de capacidad para compresión.

P_n : Carga nominal.

F_{cr} : Esfuerzo crítico a compresión.

A_g : Área neta de la sección.

$$\frac{Pu}{\phi_c * P_n} = \frac{Pu}{\phi_c * F_{cr} * A_g} = \frac{2.510 \text{ ton}}{2.127 \text{ t/cm}^2 * 23.36 \text{ cm}^2} = 0.0505 < 0.2$$

El resultado de la expresión anterior indica que se debe realizar la comparación del esfuerzo que puede resistir el perfil se la debe hacer con la ecuación 5.14.

$$\frac{Pu}{2 * \phi_c * P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1$$

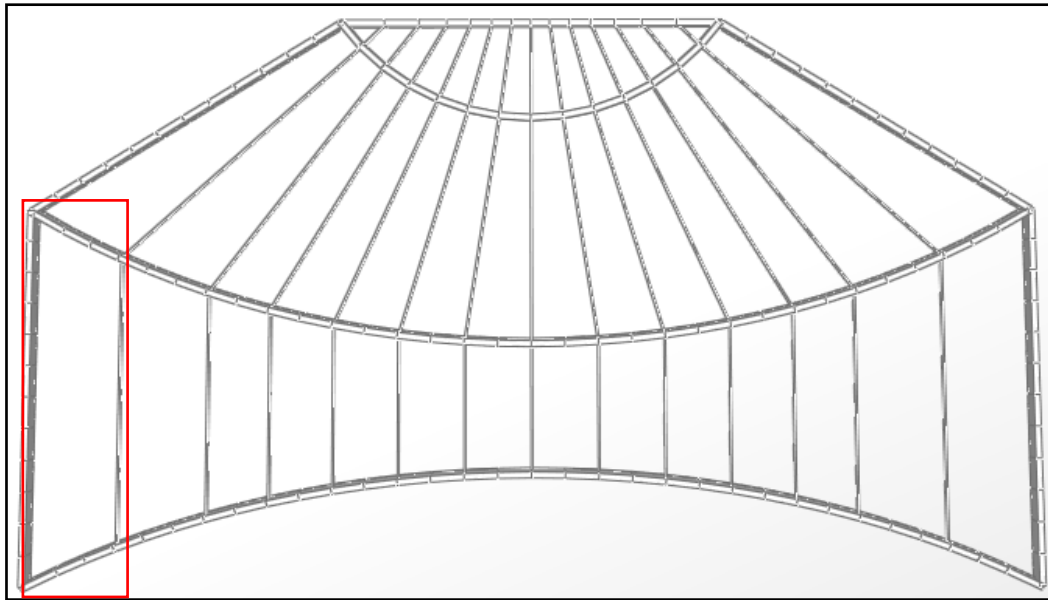
$$0.025 + \left(\frac{0.091 \text{ t} * \text{m}}{3.47 \text{ t} * \text{m}} + \frac{0.0196 \text{ t} * \text{m}}{2.14 \text{ t} * \text{m}} \right) \leq 1$$

$$0.025 + 0.026 + 0.0092 \leq 1$$

$$0.060 \leq 1$$

5.7.1.2 Análisis de resultados.- Los resultados indican que el perfil metálico soporta las solicitaciones de carga impuestas, por lo tanto dicho elemento Es Adecuado para la estructura que compone la cubierta de acceso central al Nuevo Auditorio.

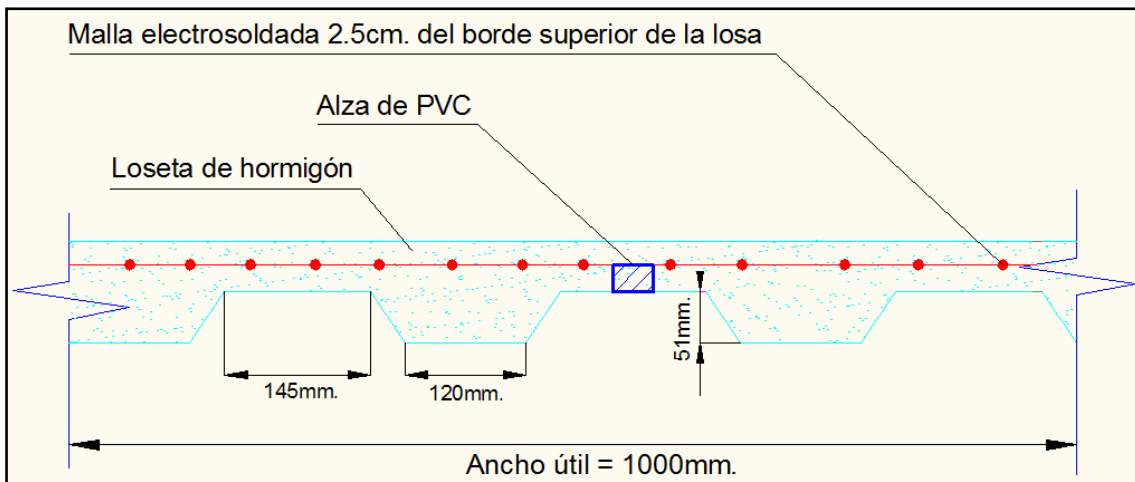
5.7.2 Diseño de losa de cubierta.- Debido a la forma irregular de los vanos que componen la estructura que soporta la losa de cubierta con placa colaborante, es necesario analizar el vano más crítico (figura 5.12).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.12: (Visualización del vano más crítico de la cubierta)

Para este vano, la longitud más crítica para análisis es de 1.79m. dicha longitud se compara con los datos de la tabla 5.15, y así obtener el espesor de placa colaborante (tabla 5.16) y el espesor de hormigón sobre la placa (tabla 5.17).



FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOSA) [6]

Figura 5.13: (Especificaciones geométricas de la sección kubilosa)

Tabla 5.15: (Luces máximas de cálculo)

Máxima luz sin apuntalar				
Espesor Kubilosa(mm)	Espesor losa (cm)	1 Luz (m)	2 Luces (m)	3 Luces (m)
0.65	5	1.58	2.10	1.94
	6	1.51	2.02	1.86
	7	1.46	1.95	1.80
	8	1.40	1.89	1.74
	10	1.33	1.79	1.65
	12	1.27	1.70	1.57

FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOSA) [6]

Tabla 5.16: (Propiedades geométricas de la sección)

Propiedades del panel.					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	Is (+) (cm ⁴ /m)	Is (-) (cm ⁴ /m)	Ss (+) (cm ³ /m)	Ss (-) (cm ³ /m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54
0.70	6.85	32.29	31.83	10.72	15.71
0.76	7.44	35.97	35.47	12.10	17.13

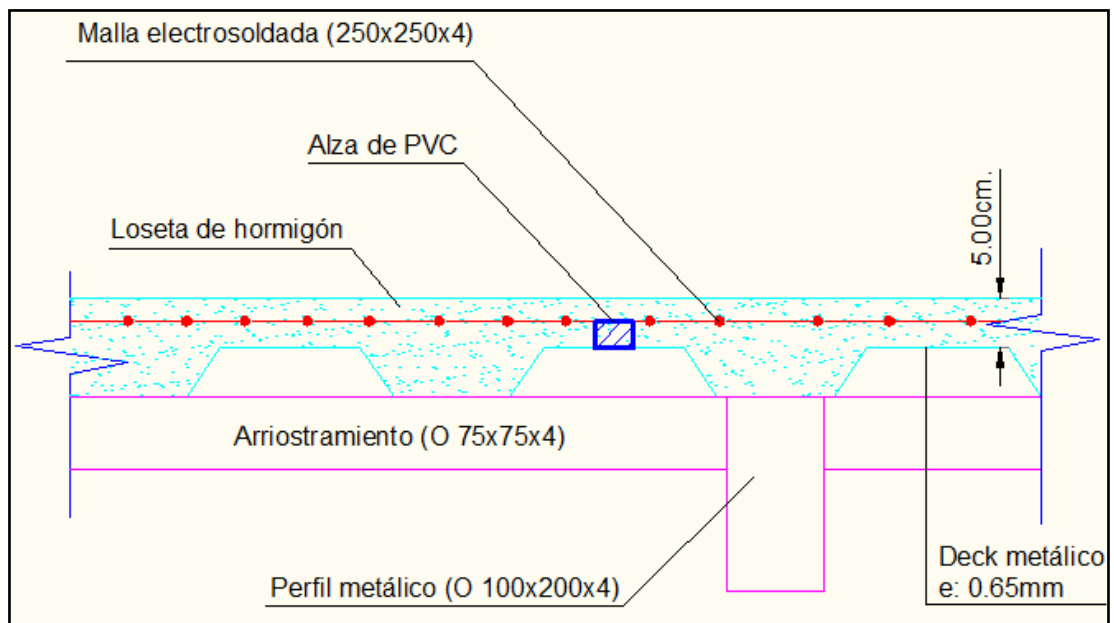
FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOSA) [6]

Tabla 5.17: (Volumen de hormigón en la sección)

Volumen hormigón / m ²	
Espesor de losa (cm)	Hormigón (m ³ /m ²)
5	0.06950
6	0.07954
7	0.08954
8	0.09954
10	0.11954
12	0.13954

FUENTE: (MANUAL TÉCNICO KUBIEC, PRODUCTO KUBILOS) [6]

La losa de cubierta en toda el área quedaría definida por la sección detallada en la figura 5.14.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 5.14: (Detalle de la sección transversal de la cubierta del acceso central)

5.7.3 Diseño de conectores de corte.- Las fuerzas cortantes horizontales entre la losa de sección mixta y el elemento de acero en que se apoya deben ser resistidas de manera que se anule el deslizamiento entre ambas para que

trabajen como una unidad. Dicho comportamiento se explica a detalle en la sección 4.7.3 del capítulo 4.

5.7.3.1 Conectores de barra con cabeza.- La resistencia al corte de un conector de barra con cabeza ahogado en una loseta de hormigón colada directamente sobre el deck metálico, y este a su vez sobre el elemento metálico, depende de las características del hormigón que lo rodea, pero no debe exceder de la resistencia en tensión del conector que se calcula con la ecuación 5.26.

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'c * E_c} \leq A_{sc} * F_u \quad (\text{ecuación 5.26})$$

Donde:

A_{sc} : Es el área de la sección transversal del vástago del conector.

(Para un vástago de $\phi = 19\text{mm}$. Tenemos: $A_{sc} = 2.85 \text{ [cm}^2\text{]}$).

$F'c$: Resistencia nominal de hormigón [kg/cm^2].

E_c : Modulo de elasticidad del hormigón.

F_u : El esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del acero del conector [kg/cm^2].

Resolviendo la ecuación 5.26 se tiene:

$$E_c = 14000 * \sqrt{f'c} = 14000 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 202879.27 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_n = 0.5 * 2.85 \text{ cm}^2 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2 * 202879.27 \text{ kg/cm}^2} = 9.30 \text{ [t]}$$

Ahora se calcula la resistencia de un solo conector a cortante.

$$A_{sc} * F_u = 2.85 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 11.97 \text{ [t]}$$

$$9.30 \text{ [t]} < 11.97 \text{ [t]}$$

Como es una losa con placa colaborante, se utiliza el factor de reducción de resistencia por el uso de lámina acanalada (deck metálico).

$$\text{factor de reduccion} = \frac{0.85}{\sqrt{Nr}} \left(\frac{wr}{hr} \right) * \left(\left(\frac{Hs}{hr} \right) - 1 \right)$$

$$\frac{0.85}{\sqrt{1}} \left(\frac{12.00\text{cm}}{5.10\text{cm}} \right) * \left(\left(\frac{7.00\text{cm}}{5.10\text{cm}} \right) - 1 \right) = 0.74 > 1 \quad (\text{ecuación 5.27})$$

Como el valor del factor de reducción (ecuación 5.27) es menor a 1.00, dicho valor disminuye la resistencia a cortante del conector de corte. Por lo tanto la resistencia total será:

$$Q_n = 9.30t * 0.74 = 6.88 [t]$$

La fuerza cortante que deben resistir los conectores es la menor de las calculadas con las ecuaciones 5.28 y 5.29.

$$F_{conector} = 0.85 * f'c * Ac$$

$$F_{conector} = 0.85 * 210\text{kg} / \text{cm}^2 * Ac = 178.50 * Ac [t] \quad (\text{ecuación 5.28})$$

$$F_{conector} = Aa * fy$$

$$F_{conector} = 22.87\text{cm}^2 * 2530\text{kg} / \text{cm}^2 = 57.86 [t] \quad (\text{ecuación 5.29})$$

El valor del ancho efectivo será el menor de los siguientes valores:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre los centros de los apoyos.
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- c) La distancia de borde de la losa.

Los criterios antes señalados son aplicables a losas colocadas directamente sobre las vigas o con lámina acanalada, ahora se calcula el ancho efectivo “n” con el menor de los valores en las ecuaciones 5.30 y 5.31 para determinar el área de concreto A_c con la ecuación 5.32.

Nota: Ya que la cubierta del acceso central no tiene volado alguno en toda su estructura, el literal c para calcular el valor del ancho efectivo no será tomado en cuenta.

Donde:

L: Longitud total del elemento estructural donde se colocaran los conectores.

e: Distancia entre elementos estructurales.

espesor: espesor de loseta de hormigón por encima del deck metálico.

$$n = \frac{L}{8} = \frac{17.10m}{8} = 2.14 [m] = 213.75 [cm] \quad (\text{ecuación 5.30})$$

$$n = \frac{e}{2} = \frac{3.50m}{2} = 1.75 [m] = 175.00 [cm] \quad (\text{ecuación 5.31})$$

$$Ac = n * \text{espesor}$$

$$Ac = 175.00cm * 5.00cm = 875.00 [cm^2] \quad (\text{ecuación 5.32})$$

Reemplazando valores en la ecuación 5.26 se tiene:

$$F_{conector} = 178.50 * 875.00cm^2 = 156187.50 [kg] = 156.19 [t]$$

El número de conectores de corte necesarios entre el punto de máximo momento y la sección adyacente de momento nulo, es decir la mitad de la luz para las solicitaciones de diseño se obtienen de la resolución de la ecuación 5.33.

$$\# \text{conectores} = \frac{F_{conector}}{Q_n} \quad (\text{ecuación 5.33})$$

Donde:

F_{conector}: Menor valor entre las ecuaciones 5.28 y 5.29.

Resolviendo la ecuación 5.33 se tiene lo siguiente:

$$\# \text{conectores} = \frac{F_{conector}}{Q_n} = \frac{57.86t}{6.88t} = 8.41 \cong 9 \text{ conectores}$$

El número de conectores totales en toda la longitud de la estructura es de:

18 conectores de corte tipo espárrago distribuidos simétricamente en toda la longitud de la estructura.

Para una correcta instalación de los conectores de corte se sugiere seguir las recomendaciones detalladas en la sección 4.7.3.2 de capítulo 4.

5.8 Referencias.-

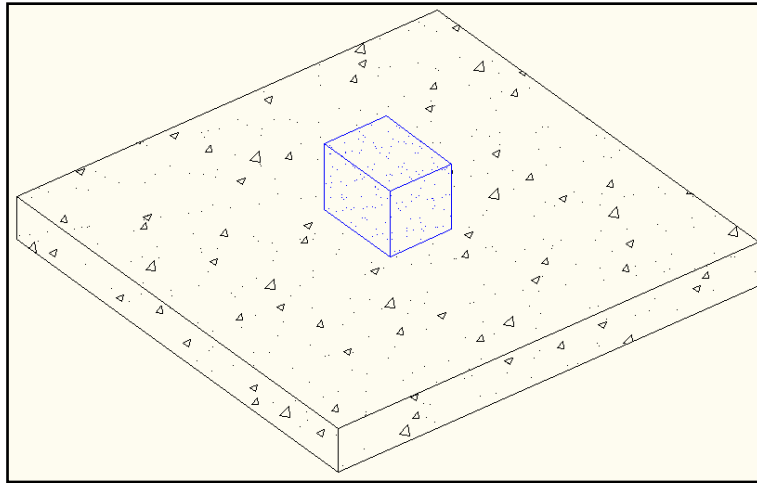
- [1] GUERRA Y CHACÓN (2010), Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS, 1a. ed, Quito, Ecuador.
- [2] SEMBLANTES VÉLEZ, Marcelo. Diseño de una Torre de Transmisión Eléctrica Auto soportada para una línea de 69 KV: Carga de Viento. Quito, 2010, Tesis (Ingeniero Mecánico). Escuela Politécnica Nacional. Facultad de Ingeniería Mecánica.
- [3] SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA CIVIL, Normas Técnicas Complementarias para Cargas de Viento, Benito Juárez, Quintana Roo, México, 2007.
- [4] CEC-2002, (2002), Código Ecuatoriano de la Construcción, Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- [5] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 2a. ed, Chicago, 1994.
- [6] KUBIEC, (2011), Manual técnico de productos de acero: Kubilosa.
- [7] Mc CORMAC (1993), Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD, 2a. ed, México D.F., México.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA CIMENTACIÓN PARA TODOS LOS BLOQUES DEL NUEVO AUDITORIO.

En el presente capítulo se describen las normativas utilizadas actualmente en el país para el diseño en hormigón armado, estimación de cargas de diseño para los diferentes sectores que componen la cimentación del Nuevo Auditorio, pre dimensionamiento de elementos estructurales y modelación tridimensional en el programa de diseño estructural SAP 2000 v12.

6.1 Marco teórico.- Las zapatas superficiales que sostienen más de una columna o muro se conocen como zapatas combinadas. Estas pueden dividirse en dos categorías, aquellas que soportan dos columnas y las que sostienen más de dos columnas (en general una cantidad grande de elementos)

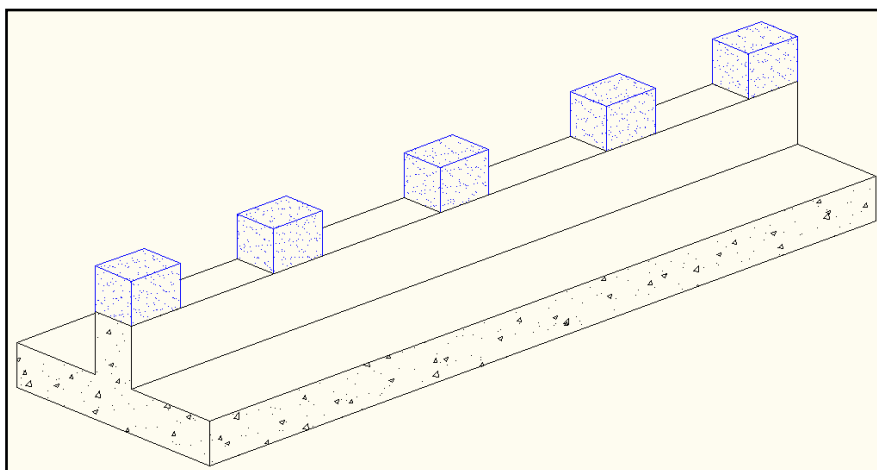
Ejemplo del primer tipo se ilustran en la figura 6.1, en estructuras donde la presión admisible es suficientemente grande para que puedan proyectarse zapatas individuales en la mayor parte de las columnas (elementos tipo plintos).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 6.1: (Esquema de una cimentación para columnas tipo plinto aislado)

Cuando la capacidad de carga del subsuelo es baja de modo que se hacen necesarias grandes áreas de contacto, las zapatas individuales se remplazan por zapatas en franjas continuas conocidas como vigas de cimentación unidireccionales (figura 6.2) que sostienen más de dos columnas y por lo general todas las columnas en una fila. Algunas veces estas franjas se disponen en las dos direcciones, en cuyo caso se obtiene una cimentación reticular o vigas de cimentación bidireccionales



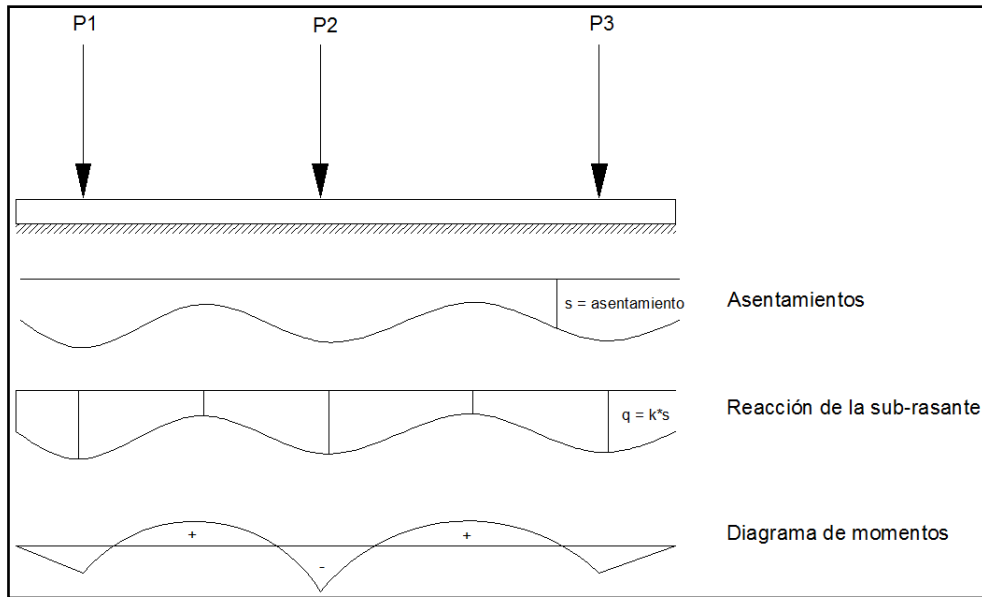
ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 6.2: (Esquema de un elemento tipo viga de cimentación)

Además de desarrollar grandes áreas de contacto, otra ventaja de las vigas de cimentación consiste en que su continuidad y rigidez ayuda a reducir los asentamientos diferenciales de las columnas individuales con respecto a las adyacentes, que de otra manera pueden presentarse por variaciones locales en la calidad del subsuelo u otras causas.

Para el diseño de estas cimentaciones es necesario hacer suposiciones razonablemente realistas con respecto a la distribución de presiones de contacto que actúan como cargas hacia arriba sobre las vigas de cimentación. Para suelos compresibles, es posible asumir como primera aproximación que la deformación o asentamiento diferencial del suelo en determinado sitio y la presión de contacto es proporcional entre sí.

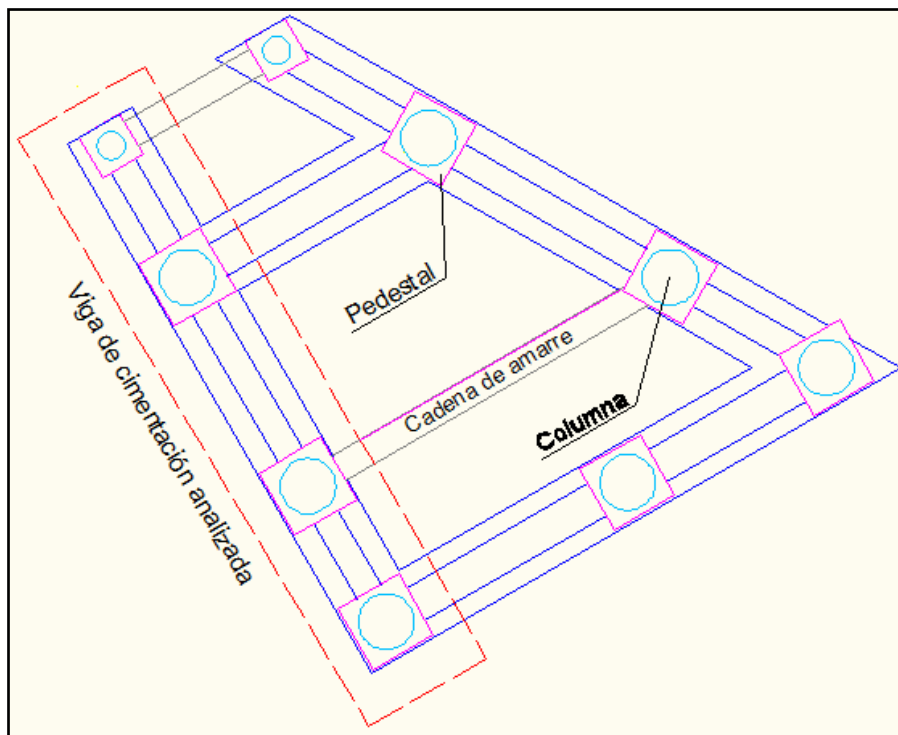
De otra parte si la cimentación es relativamente flexible y el espaciamiento entre columnas es considerable, los asentamientos no podrán considerarse uniformes o lineales. De un lado, las columnas sometidas a mayores cargas producirán asentamientos mayores y, por consiguiente, mayores reacciones en la sub rasante que las columnas con poca carga. Así mismo, puesto que la franja de cimentación se deflexiona hacia arriba entre columnas con respecto a las columnas más cercanas, esto significa que el asentamiento del suelo y por lo tanto la reacción de la sub rasante serán menores en la zona central entre columnas que directamente bajo éstas (figura 6.3).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 6.3: (Esquema de deflexiones existentes en una viga de cimentación)

6.2 Diseño de la viga de cimentación.- El diseño de la viga de cimentación se realizara para la sección mostrada en la figura 6.4.



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.4: (Ubicación de la viga de cimentación analizada en el Bloque de Alas)

Para el diseño de la viga de cimentación se asumirá una sección (figura 6.5) lo suficientemente rígida que sea capaz de resistir las solicitaciones de carga que transmite las columnas de Bloque de Alas hacia la viga de cimentación.

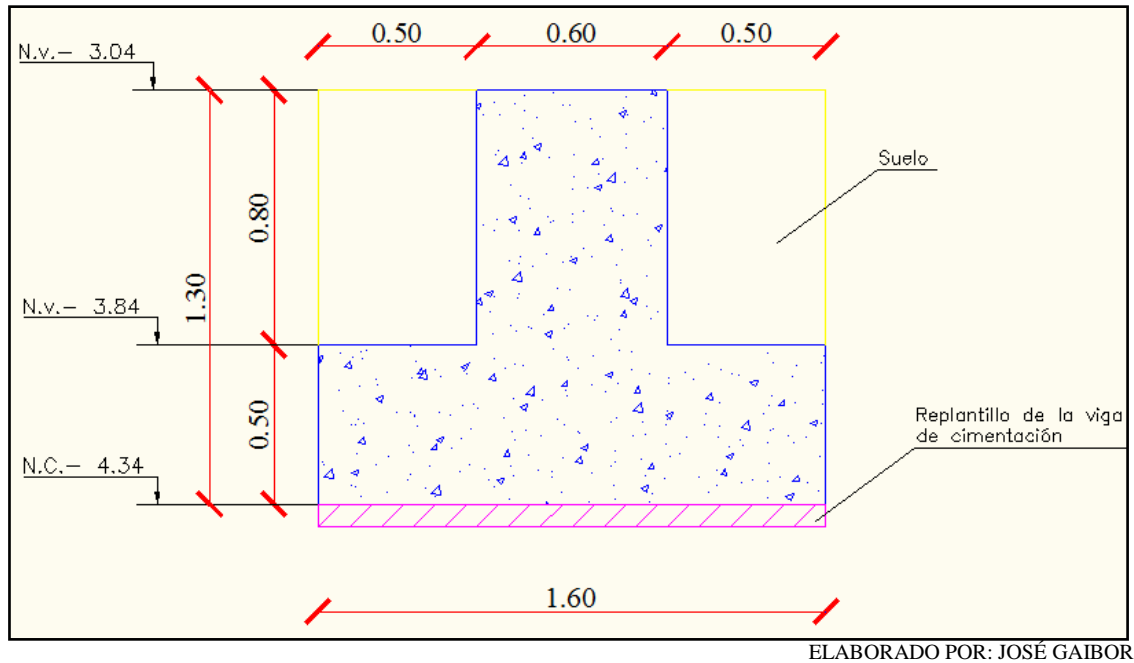


Figura 6.5: (Sección transversal de la viga de cimentación analizada)

Del estudio de suelos efectuado en el lugar de implantación del Nuevo Auditorio se obtienen los valores detallados en la tabla 6.1.

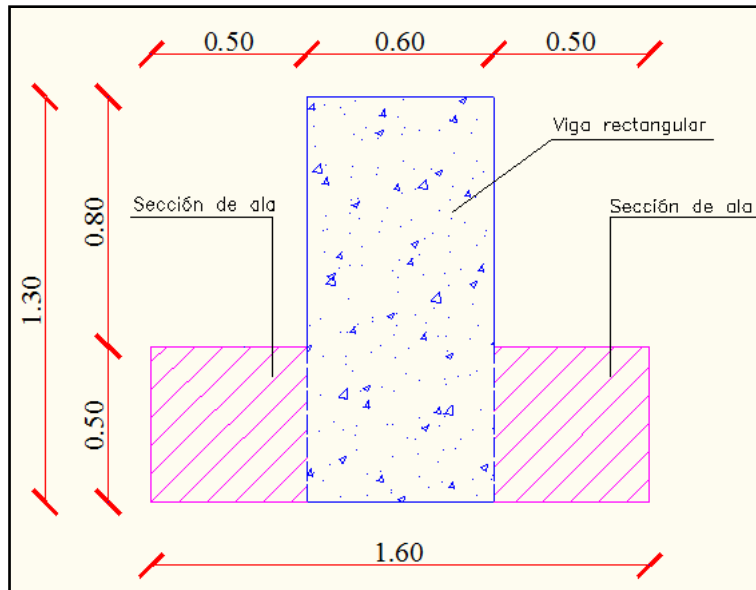
Tabla 6.1: (Módulos del suelo para el diseño)

Descripción	Ecuación	Valor
Angulo de fricción (ϕ)	----	38.06°
Coeficiente de empuje activo (K_{ha})	$K_{ha} = \tan^2(45 - \phi/2)$	0.237
Coeficiente de empuje en reposo (K_o)	$K_o = 1 - \text{sen}\phi$	0.384
Coeficiente de empuje pasivo (K_p)	$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$	4.215
Peso específico del suelo 1 (γ_{sh})	----	1.789 [t/m ³]
Peso específico del suelo 2 (γ_{ss})	----	1.503 [t/m ³]
Esfuerzo admisible del suelo (q_{adm})	Para un ancho de cimentación de 1.60m. en la perforación más crítica.	27.30 [t/m ²]

FUENTE: (ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO, 2005) [1]

El cálculo del elemento de cimentación se efectuará en dos etapas como a continuación se detalla:

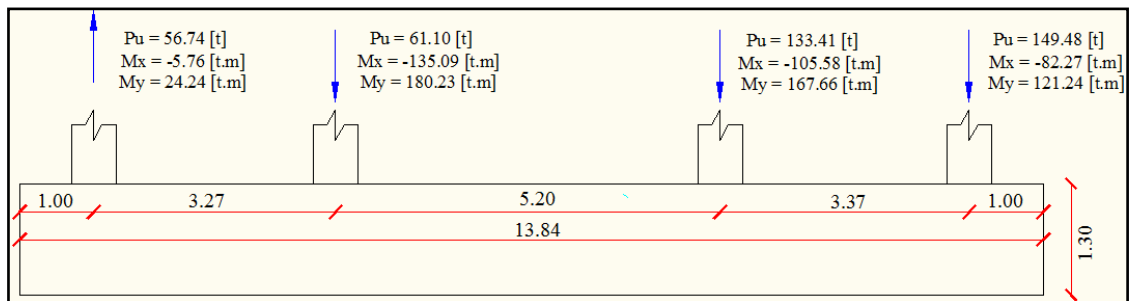
1. Diseño en SAP 2000 v12 de una viga rectangular colocada en la posición que tendrán las vigas de cimentación uniendo las diferentes columnas en la parte inferior de los bloques que conforman el Nuevo Auditorio (figura 6.6).
2. Diseño a mano de la sección de ala en la viga de cimentación asemejando un elemento en cantiliver (figura 6.6).



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.6: (Esquema descriptivo de la viga rectangular y la sección del ala)

6.2.1 Diseño de la viga rectangular.- Las solicitaciones de carga detalladas en la figura 6.7 se colocan en la viga rectangular del modelo en SAP 2000 v12.



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.7: (Solicitaciones de carga en la viga de cimentación)

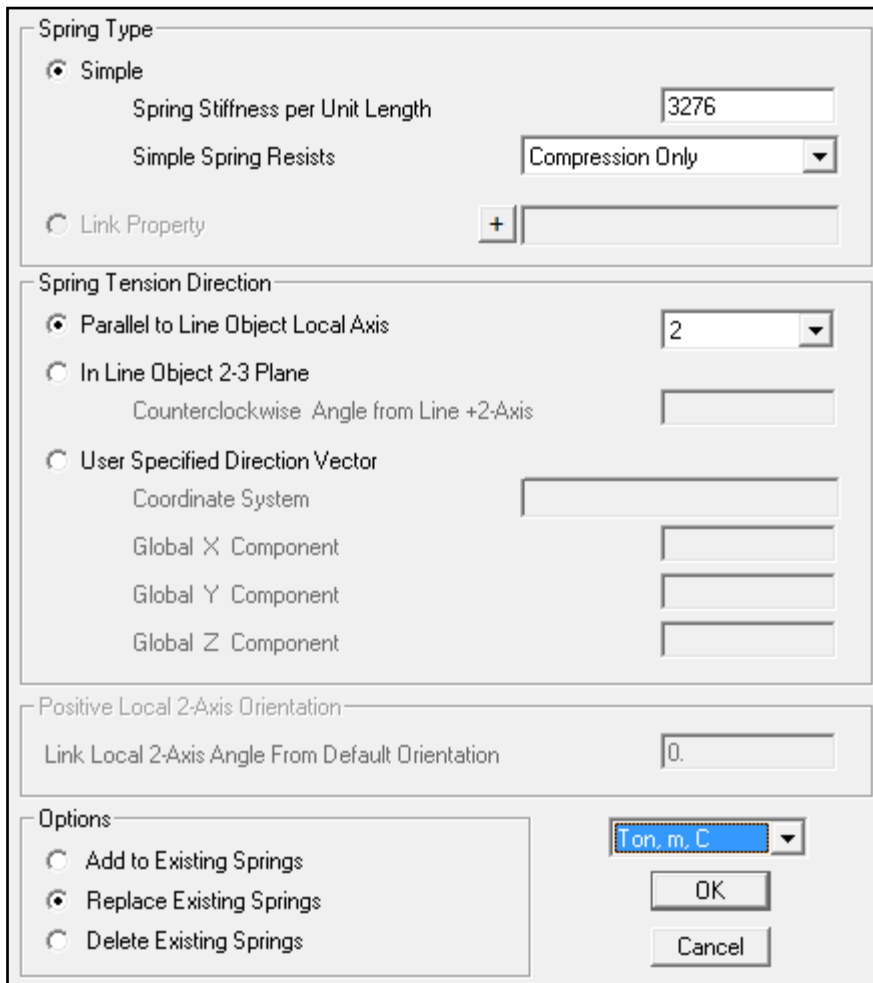
Al ingresar la viga rectangular en el modelo tridimensional en SAP 2000 v12, es necesario construir una realidad lo más parecido a la realidad, es decir un modelo elástico, para esto es necesario asumir los efectos impartidos por el suelo en la cimentación, para esto se ingresa apoyos tipo resorte a lo largo del elemento, para esto es necesario el cálculo del coeficiente de balasto del suelo de cimentación.

$$K_b = 120 * q_{adm} \quad (\text{ecuación 6.1})$$

Reemplazando datos en la ecuación 6.1 se tiene:

$$K_b = 120 * 27.30t / m^2 = 3276 [t / m^2]$$

Este coeficiente se ingresa el programa SAP 2000 a la sección tipo Frame que conforma la viga rectangular como indica la figura 6.8.



FUENTE: (VENTANA GRÁFICA DEL PROGRAMA SAP 2000)

Figura 6.8: (Pantalla para el modelamiento de resortes asemejando la acción de suelo)

Obteniendo el valor de la resultante para las cargas sobre la viga de cimentación se tiene:

$$R = -56.74t + 61.10t + 133.41t + 149.48t$$

$$R = 287.25 [t] \quad (\text{ecuación 6.2})$$

Con el valor de la resultante, se realiza una sumatoria de momentos para obtener el valor de la excentricidad.

$$\sum M = 61.10t * (3.37m) + 133.41t * (8.57m) + 149.48t * (11.94m) = 287.25t * (x)$$

$$x = 10.91 [m]$$

$$e = \frac{L}{2} - x \quad (\text{ecuación 6.3})$$

Donde

L: Longitud total de la viga de cimentación

Reemplazando datos en la ecuación 6.3 se tiene:

$$e = \left(\frac{11.94m}{2} \right) - 10.91 = 0.55 [m]$$

Con los valores asumidos en la sección de la viga de cimentación se obtiene el área de contacto con el suelo.

$$A = a * L \quad (\text{ecuación 6.4})$$

Donde:

A: Área de contacto con el suelo.

a: Ancho total de la viga de cimentación.

Reemplazando datos en la ecuación 6.4 se tiene:

$$A = 1.60m * 13.94m = 22.30 [m^2]$$

Los valores de esfuerzo del suelo sobre la viga de cimentación se obtienen mediante la ecuación 6.5.

$$q_s = \frac{R}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) \quad (\text{ecuación 6.5})$$

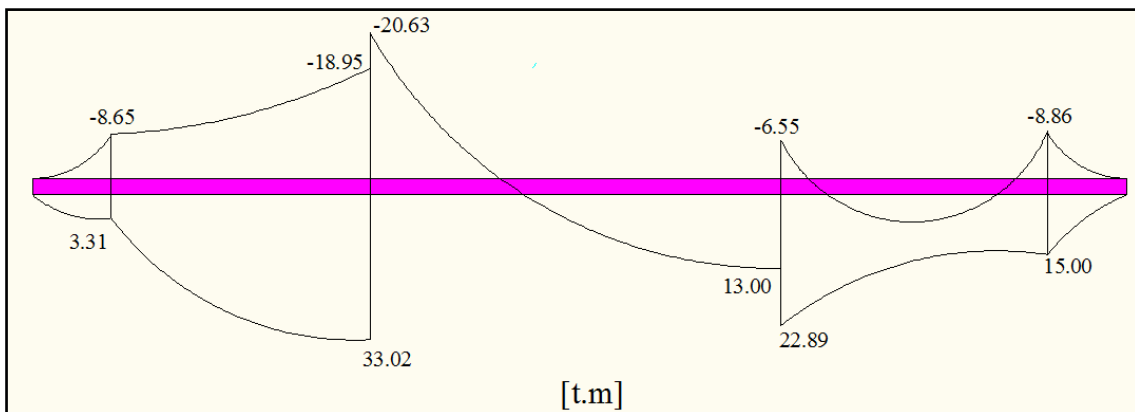
Reemplazando datos en la ecuación 6.4 se tiene:

$$q_{s1} = \frac{287.25t}{22.30m^2} * \left(1 + \frac{6 * 0.55m}{13.94m}\right) = 15.42 [t/m^2]$$

$$q_{s2} = \frac{287.25t}{22.30m^2} * \left(1 - \frac{6 * 0.55m}{13.94m}\right) = 9.90 [t/m^2]$$

Como el valor de q_{s1} y q_{s2} es menor al valor de esfuerzo admisible del suelo descrito en la tabla 6.1, por lo tanto la sección asumida para la viga de cimentación es la adecuada.

6.2.1.1 Diseño de la armadura longitudinal en la viga rectangular.- La viga rectangular ingresada al modelo tridimensional del Bloque de Alas, tiene como resultado el diagrama de momentos detallado en la figura 6.9.



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.9: (Diagrama de momentos para la viga de cimentación)

Para calcular la armadura requerida en una pieza rectangular sometida a flexión se utiliza la ecuación 6.6.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.63 * Mu}{f'c * b * d^2}}\right] \quad (\text{ecuación 6.6})$$

Aplicando la ecuación 6.6 a los valores de momento, se obtienen la armadura requerida en cada uno de los vanos de la viga de cimentación.

	2.41	3.02	5.31	5.78	1.44	0.66	3.14	1.60	2.47	
	1.55	6.62	11.84	2.95	1.52	3.72	6.57	3.76	5.39	
[cm ²]										

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.10: (Armadura de refuerzo por flexión en la viga de cimentación)

Los valores de armado en la figura 6.10 es necesario compararlos con la armadura mínima. Para la armadura superior en la viga se tomará las ecuaciones 6.7, 6.8 y 6.9 con las siguientes consideraciones: Se escoge el menor valor entre las ecuaciones 6.7 y 6.8, posteriormente se escoge el mayor valor comparando con la ecuación 6.9.

$$A_{s1} = \frac{1.60 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \quad (\text{ecuación 6.7})$$

$$A_{s2} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \quad (\text{ecuación 6.8})$$

$$A_{s3} = \frac{14}{fy} * bw * d \quad (\text{ecuación 6.9})$$

Donde:

b: Ancho inferior de la viga de cimentación = 1.60 [m].

bw: Ancho superior de la viga de cimentación = 0.60 [m].

Reemplazando datos en las ecuaciones 6.7, 6.8 y 6.9 se tiene:

$$A_{s1} = \frac{1.60 * \sqrt{280 \text{ kg / cm}^2}}{4200 \text{ kg / cm}^2} * 60.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm} = 46.85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s2} = \frac{0.80 * \sqrt{280 \text{ kg / cm}^2}}{4200 \text{ kg / cm}^2} * 160.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm} = 52.47 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s1} = \frac{14}{4200 \text{ kg / cm}^2} * 60.00 \text{ cm} * 42.50 \text{ cm} = 24.50 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura de diseño → $A_s = 46.85 \text{ [cm}^2\text{]}$

Para la armadura inferior se tomará el mayor valor entre las ecuaciones 6.10 y 6.11.

$$A_{s1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \quad \text{(ecuación 6.10)}$$

$$A_{s2} = \frac{14}{fy} * bw * d \quad \text{(ecuación 6.11)}$$

Remplazando datos en las ecuaciones 6.10 y 6.11 se tiene:

$$A_{s1} = \frac{0.80 * \sqrt{280 \text{ kg / cm}^2}}{4200 \text{ kg / cm}^2} * 60.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm} = 23.43 \text{ [cm}^2\text{]}$$

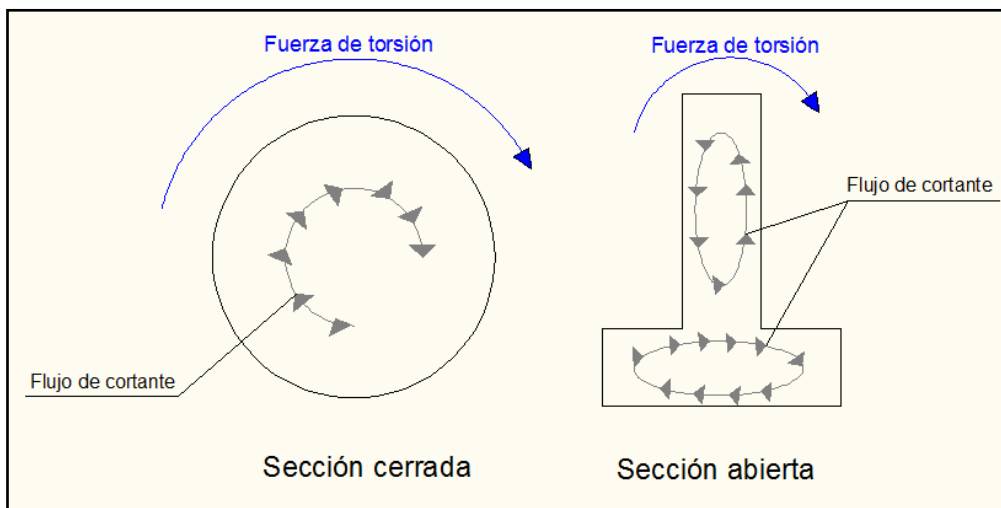
$$A_{s2} = \frac{14}{4200 \text{ kg / cm}^2} * 60.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm} = 24.50 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura de diseño → $A_s = 24.50 \text{ [cm}^2\text{]}$

6.2.1.2 Diseño de la armadura de torsión en la viga rectangular.- Muchas veces los elementos estructurales por la forma de su sección transversal, en menor o en mayor proporción reciben solicitaciones torsionales. Los momentos tensoriales

que actúan sobre los elementos estructurales son resistidos mediante el flujo de esfuerzos contantes en la dirección diagonal.

Secciones de hormigón en forma circular y secciones cuadradas describen flujos de cortante que cierran en forma natural en formas similares a la de un círculo tomando el nombre de secciones cerradas. En cambio secciones rectangulares alargadas y las secciones compuestas por varios rectángulos (caso de la viga de cimentación analizada) no permiten un cierre natural del flujo de cortante tomando el nombre de secciones abiertas, ambas detalladas en la figura 6.11.



FUENTE: (ROMO MARCELO, p. 427) [2]

Figura 6.11: (Detalle de una sección tipo abierta y tipo cerrada para torsión)

Con ayuda del programa SAP 2000 v12, se obtiene los valores de armadura necesaria por solicitaciones de torsión en la viga de cimentación.

	32.41	32.41	32.41	32.41	32.41	32.41	50.90	50.90	50.90	
	[cm ²]									

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.12: (Armadura de refuerzo por torsión en la viga de cimentación)

La armadura de torsión será distribuida para las cuatro caras de la viga rectangular con el fin de cubrir el acero longitudinal a torsión y el acero transversal a torsión (figura 6.12).

$$A_{s_{torsión}} = 50.90 \text{ cm}^2 / 4 = 12.73 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (\text{ecuación 6.12})$$

La armadura total de en la parte superior e inferior de la viga de cimentación será la siguiente:

$$A_{s_{superior}} = 46.85 \text{ cm}^2 + 12.73 \text{ cm}^2 = 59.58 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow (16 \phi 22 \text{ mm})$$

$$A_{s_{inferior}} = 24.50 \text{ cm}^2 + 12.73 \text{ cm}^2 = 37.23 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow (10 \phi 22 \text{ mm})$$

6.2.1.3 Diseño de la armadura de corte en la viga rectangular.- Para obtener la armadura de corte, se calcula la fuerza resistente del hormigón por sí solo.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'c} \rightarrow \text{Esfuerzo de corte}$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} = 9.87 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (\text{ecuación 6.13})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \rightarrow \text{Fuerza de corte}$$

El CEC-2001 especifica que el esfuerzo máximo a corte que puede resistir

únicamente el hormigón es: $v_c = 2.10 * \sqrt{f'c}$

$$v_c = 2.10 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} = 35.14 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (\text{ecuación 6.14})$$

Si la sección que conforma la viga de cimentación estuviera conformada únicamente de hormigón sería necesario aumentar la sección de la viga. La

diferencia de esfuerzos será asumido por la armadura transversal (estribos) colocados en la sección.

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (\text{ecuación 6.15})$$

Donde:

s: Separación de estribos.

d: Altura efectiva de la sección.

V_s : Fuerza de corte que resiste la armadura transversal.

A_v : Área de acero en un estribo.

Reemplazando valores en la ecuación 6.15 se tiene:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 160.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm}$$

$$V_c = 173.82 \text{ [t]}$$

$$v_u = \frac{V_c}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = \frac{173.82 \text{ t} * 1000}{0.85 * 60.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm}} = 27.82 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Ahora se calcula el valor de la fuerza V_s que soportarán los estribos en la viga de cimentación.

$$v_s = v_u - v_c$$

$$v_s = 27.82 \text{ kg/cm}^2 - 9.87 \text{ kg/cm}^2 = 17.95 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$V_s = v_s * b * d$$

$$V_s = 17.95 \text{ kg/cm}^2 * 60.00 \text{ cm} * 122.50 \text{ cm} = 98.74 \text{ [t]}$$

Reemplazando valores en la ecuación 6.21 se tiene:

$$s = \frac{2 * 0.79 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 122.50 \text{ cm}}{98.74 \text{ t} * 1000} = 9.23 \approx 10.00 \text{ [cm]}$$

El espaciamiento máximo de la armadura transversal no debe superar el menor valor de los valores en las ecuaciones 6.16 y 6.17.

$$s_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{122.50\text{cm}}{2} = 61.25 \text{ [cm]} \quad (\text{ecuación 6.16})$$

$$s_{\max} < 50.00 \text{ [cm]} \quad (\text{ecuación 6.17})$$

La distribución de la armadura transversal se efectuará de la siguiente forma:

1 estribo $\phi 10\text{mm} @ 10\text{cm}$ en $L/4$

1 estribo $\phi 10\text{mm} @ 20\text{cm}$ en $L/2$

6.2.2 Diseño de la sección de ala.- El diseño de la sección de ala para la viga de cimentación se calculará como una viga en cantiliver para el esfuerzo del suelo como se muestra en la figura 6.13.

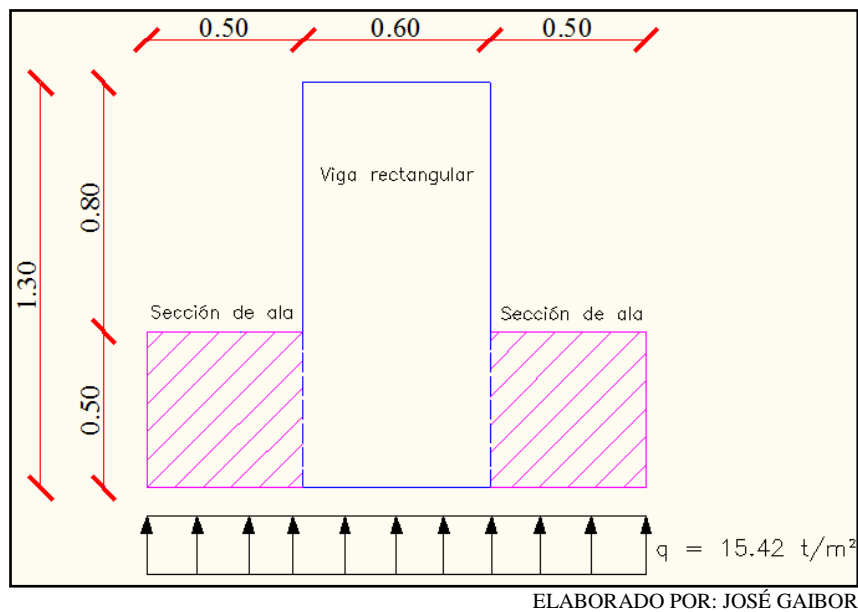


Figura 6.13: (Esfuerzo del suelo sobre la viga de cimentación)

6.2.2.1 Diseño de la armadura longitudinal en el ala.- Para obtener una carga distribuida sobre la sección del ala, se asume un ancho cooperante de 1.00m.

$$q = q_{s1} * 1.00\text{m} = 15.42\text{t} / \text{m}^2 * 1.00\text{m} = 15.42 \text{ [t / m]}$$

Ahora se obtiene el valor del momento máximo asumiendo una viga en cantiliver.

$$F = q * l \quad (\text{ecuación 6.18})$$

Donde

l: Longitud del ala en la viga de cimentación.

Reemplazando datos en la ecuación 6.18 se tiene:

$$F = 15.42t / m * 0.50m = 7.71 [t]$$

Con el valor de la fuerza F se obtiene el momento máximo sobre la sección del ala.

$$M_u = F * \frac{l}{2} \quad (\text{ecuación 6.19})$$

$$M_u = 7.71t * 0.25m = 1.93 [t * m]$$

Para calcular la cuantía de armado requerida en una pieza rectangular sometida a flexión se utiliza la ecuación 6.20.

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.63 * Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad (\text{ecuación 6.20})$$

Reemplazando datos en la ecuación 6.20 se tiene:

$$\rho = \frac{0.85 * 280kg / cm^2}{4200kg / cm^2} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.63 * 1.93 * 10^5 kg * cm}{280kg / cm^2 * 100.00cm * (42.50cm)^2}} \right]$$

$$\rho = 0.000285$$

La cuantía de acero mínima a flexión en secciones rectangulares se calcula con la ecuación 6.21.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{ecuación 6.21})$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.003333$$

La cuantía de acero calculada $\rho < \rho_{\min}$ por lo tanto el diseño del ala parte de la viga de cimentación se realizará con armadura mínima.

$$A_s = \rho_{\min} * b * d \quad (\text{ecuación 6.22})$$

$$A_s = 0.003333 * 10.00 \text{ cm} * 42.50 \text{ cm} = 14.17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

La distribución de la armadura longitudinal en la sección del ala se efectuará de la siguiente forma.

$$1 \varphi 16 \text{ mm} @ 16 \text{ cm}$$

6.2.2.2 Diseño de la armadura transversal en el ala.- La armadura perpendicular a la armadura principal en la sección del ala se constituirá con armadura de distribución como muestra la ecuación 6.23.

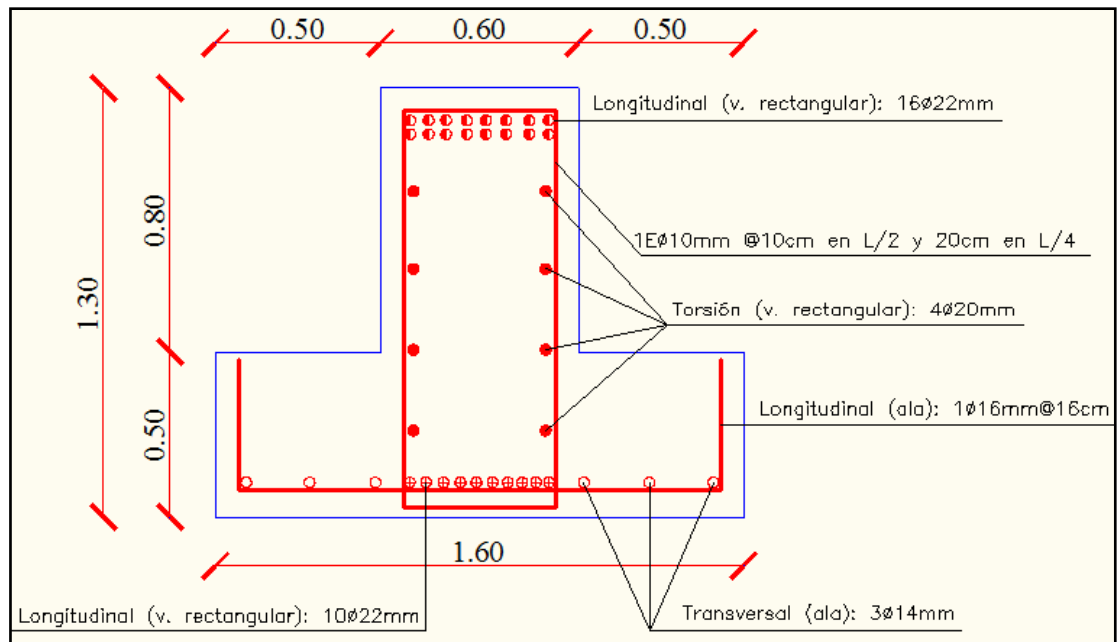
$$A_{s \text{ distribución}} = 0.0022 * b * d \quad (\text{ecuación 6.23})$$

$$A_{s \text{ distribución}} = 0.0022 * 50.00 \text{ cm} * 42.50 \text{ cm} = 4.68 \text{ [cm}^2\text{]}$$

La distribución de la armadura perpendicular a la armadura principal en la sección del ala se efectuará de la siguiente forma:

$$3 \varphi 14 \text{ mm (en cada sección del ala)}$$

La sección final de la viga de cimentación quedará conformada de la siguiente forma:



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 6.14: (Ubicación de toda la armadura en la viga de cimentación analizada)

6.3 Diseño de pedestales.- El diseño de los pedestales se lo efectúa considerando el diseño similar al de una columna corta, para ello se calcula la resistencia última nominal como detalla la ecuación 6.24.

$$P_n = [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y]$$

$$P_u = P_{n_{max}} = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (\text{ecuación 6.24})$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción para columnas rectangulares de hormigón armado con estribos igual a 0.70.

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$A_{st} = 0.00 \text{ [cm}^2\text{]}$ (por razones de cálculo se asume que el pedestal no contiene acero de refuerzo).

Reemplazando datos en la ecuación 6.24 se tiene:

$$P_u = 0.80 * \phi - (0.85 * f'_c * A_g)$$

$$P_u = 0.476 * f'_c * A_g = 0.476 * 210 \text{ kg/cm}^2 * A_g$$

Despejando la variable A_g de la ecuación anterior se tiene:

$$A_g = 2.10 * \frac{P_u}{f'c} \quad (\text{ecuación 6.25})$$

Se realiza una mayoración del 30% a la ecuación 6.25 por acción sísmica.

$$A_g = 1.30 * 2.10 * \frac{P_u}{f'c} \quad (\text{ecuación 6.26})$$

Por combinación de carga en el diseño (1.4D + 1.7L), se realiza una mayoración del 50% a la ecuación 6.26.

$$A_g = 1.50 * 1.30 * 2.10 * \frac{P_u}{f'c} \quad (\text{ecuación 6.27})$$

El diseño de los pedestales se efectuará con un hormigón de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, reemplazando este valor en la ecuación 6.27 se obtiene:

$$A_g = 1.50 * 1.30 * 2.10 * \frac{P_u}{280 \text{ kg/cm}^2} \quad (\text{ecuación 6.28})$$

$$A_g = 14.625 * P_u \rightarrow \text{Asumo } A_g = 15 * P_u$$

Donde:

P_u : se encuentra en toneladas.

A_g : se encuentra en centímetros cuadrados.

6.3.1 Diseño de la armadura longitudinal en pedestales.- El cálculo se realizará para una sección de pedestal de 140cm x 140cm (figura 6.15), el mismo que posee las siguientes solicitaciones de carga.

Datos:

$$P_u = 365.90 \text{ [t]}.$$

$$M_{ux} = 178.65 \text{ [t*m]}.$$

$$M_{uy} = 176.09 \text{ [t*m]}.$$

$$f'c = 280 \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

$$r = \text{recubrimiento} = 7.00 \text{ [cm]}.$$

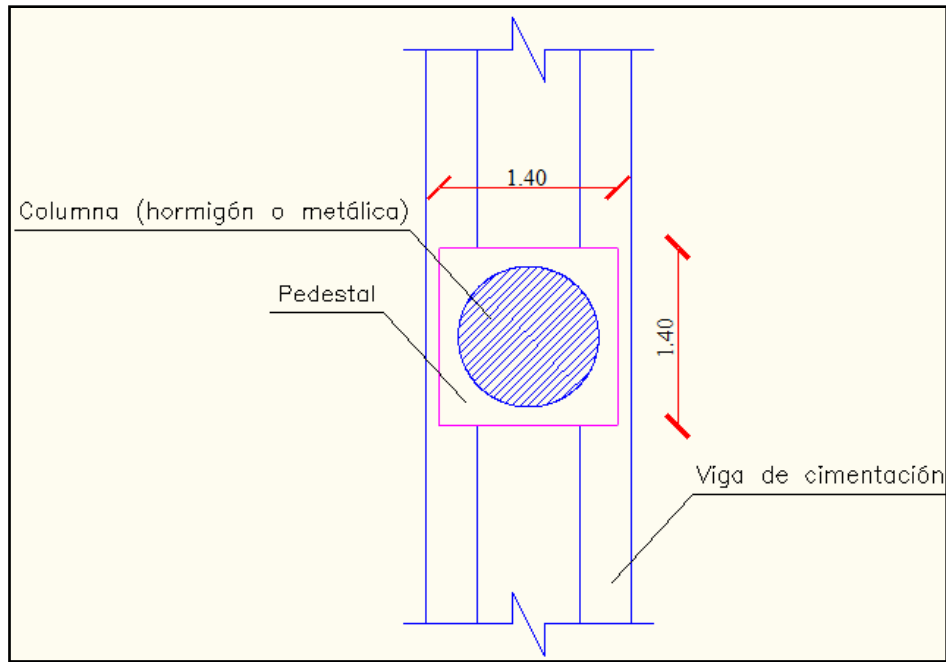


Figura 6.15: (Ubicación del pedestal en la viga de cimentación)

El diseño de la armadura longitudinal en el pedestal se efectuará utilizando los diagramas de interacción para el diseño de columnas, propuesto por el autor Melendez, para esto es necesario calcular el factor “g” detallado en la ecuación 6.29.

$$g = \frac{gh}{h} = \frac{h - (2 * r)}{h} \quad \text{(ecuación 6.29)}$$

$$g = \frac{140.00cm - (2 * 7.00cm)}{140.00cm} = 0.90$$

Para utilizar los diagramas de interacción es necesario calcular los valores de “x” y “y” detallados en las ecuaciones 6.30 y 6.31 respectivamente.

$$x = \frac{Mu}{Ag * h} \quad \text{(ecuación 6.30)}$$

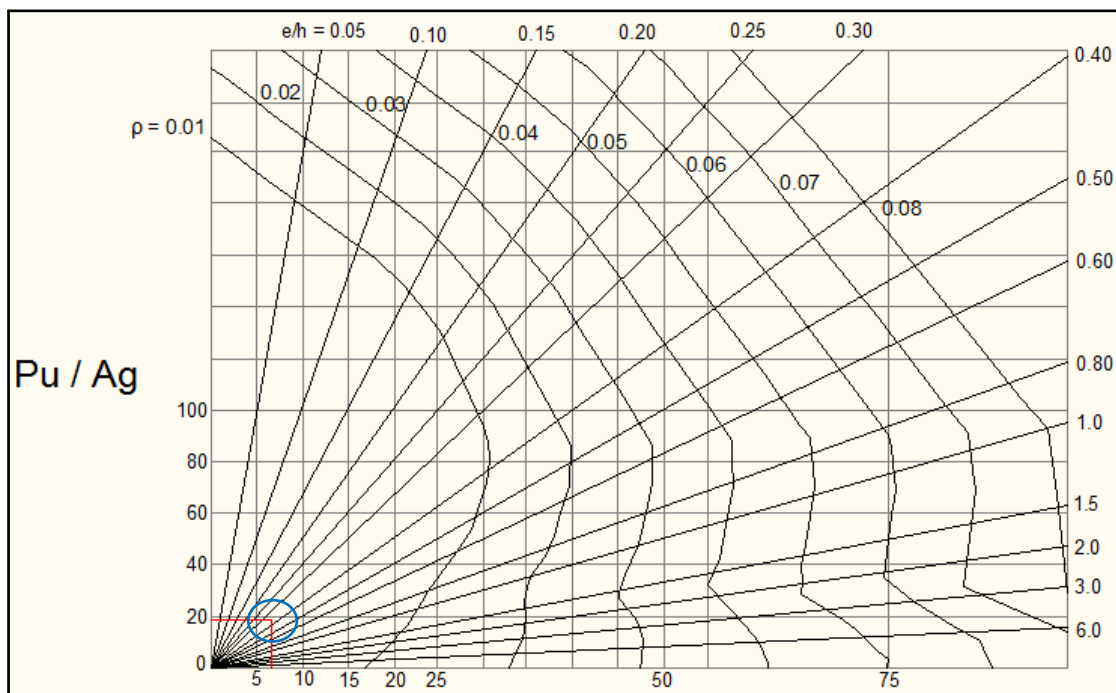
$$y = \frac{Pu}{Ag} \quad \text{(ecuación 6.31)}$$

Remplazando valores en las ecuaciones en 6.30 y 6.31 se tiene:

$$x = \frac{Mu}{Ag * h} = \frac{178.65 * 10^5 \text{ kg} / \text{cm}^2}{140.00 \text{ cm} * 140.00 \text{ cm} * 140.00 \text{ cm}} = 6.51 \text{ [kg} / \text{cm}^2 \text{]}$$

$$y = \frac{Pu}{Ag} = \frac{365.90 * 10^3 \text{ kg}}{140.00 \text{ cm} * 140.00 \text{ cm}} = 18.82 \text{ [kg} / \text{cm}^2 \text{]}$$

Con los valores de “x” y “y” llevados al diagrama de interacción correspondiente tomando en cuenta el factor “g” anteriormente calculado, se obtiene el valor de $\rho = 0.002996$.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 6.16: (Diagrama de interacción para la armadura longitudinal en pedestales)

El CEC-2001 enuncia que la armadura mínima en columnas debe efectuarse con un $\rho_{\min} = 0.010$, por lo tanto el diseño del pedestal se realizará con armadura mínima.

$$A_s = \rho * b * h$$

$$A_s = 0.010 * 140.00cm * 140.00cm = 100.97 [cm^2]$$

(ecuación 6.32)

La distribución de la armadura longitudinal debe ser simétrica en cada cara, y se efectuará de la siguiente forma.

9 ϕ 20 mm (en cada cara del pedestal)

A continuación en la tabla 6.2 se detalla la armadura longitudinal para todas las secciones de pedestales utilizadas en todos los bloques del Nuevo Auditorio.

Tabla 6.2: (Diseño de la armadura longitudinal en pedestales)

Tipo	Diámetro de columna (cm)	Sección de pedestal (cm)		Área de pedestal Ag (cm ²)	Pu _{admisible} (t)	Área neta de pedestal (cm ²)	Pu(t)	Mux (t-m)	Muy (t-m)	x	y	p _{calculado} (%)	ρ min (%)	ρ _{asumido} (%)	As (cm ²)	Detalle de armado
Columnas de hormigón																
II	130	160	x 160	25600	3411,97	12326,74	348,6	129,57	-37,69	3,16	13,62	0,0008	0,01	0,01	123,27	11φ20mm@Cara
III	125	155	x 155	24025	3202,05	11753,125	993,34	266,92	-183,37	7,17	41,35	0,001	0,01	0,01	117,53	11φ20mm@Cara
IV	120	150	x 150	22500	2998,80	11190,24	605,66	280,08	-129,62	8,30	26,92	0,002	0,01	0,01	111,90	10φ20mm@Cara
V	110	140	x 140	19600	2612,29	10096,66	363,35	193,27	-193,11	7,04	18,54	0,002	0,01	0,01	100,97	9φ20mm@Cara
VI	90	120	x 120	14400	1919,23	8038,26	314,22	104,29	29,61	6,04	21,82	0,0014	0,01	0,01	80,38	9φ18mm@Cara
Columnas metálicas																
I	135	165	x 165	27225	3628,55	27225	54,47	601,1	-133,52	13,38	2,00	0,008	0,01	0,01	272,25	12φ28mm@Cara
VII	80	120	x 120	14400	1919,23	14400	249,46	120,32	-35,51	6,96	17,32	0,0018	0,01	0,01	144,00	12φ20mm@Cara

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

6.3.2 Diseño de la armadura de corte en pedestales.- Para el diseño de la armadura de corte tipo estribos que contendrá la sección que forma el pedestal, se calcula la carga última de diseño con la ecuación 6.19.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 0.70 * 0.80 * [0.85 * (280 \text{ kg/cm}^2) * A_g] / 1000 \\
 P_u &= 133.28 * A_g / 1000 && \text{(ecuación 6.33)} \\
 P_u &= 0.133 * A_g
 \end{aligned}$$

Donde:

P_u: se encuentra en toneladas.

A_g: se encuentra en centímetros cuadrados.

A continuación se calcula las cargas que puede resistir todas las secciones de pedestales calculadas con la ecuación 6.33, sobre las vigas de cimentación.

Tabla 6.3: (Cargas resistentes por las secciones de pedestales)

Tipo	Sección del pedestal (cm)	A _g (cm ²)	P _u (t)	Área neta (cm ²)
1	160 x 160	25600	3404,80	12326,74
2	155 x 155	24025	3195,33	11753,15
3	150 x 150	22500	2992,50	11190,27
4	140 x 140	19600	2606,80	10096,68
5	130 x 130	16900	2247,70	9046,02
6	120 x 120	14400	1915,20	8038,26

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Para calcular la armadura transversal del pedestal por confinamiento, se toma la sección más crítica, en este caso la sección de 160cm x 160cm.

El CEC-2001 especifica que el área total del refuerzo transversal A_{sh} debe obtenerse con el mayor valor entre las ecuaciones 6.34 y 6.35.

$$A_{sh} = 0.30 * s * h' * f'c * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad \text{(ecuación 6.34)}$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 * s * h' * f'c}{f_y} \quad (\text{ecuación 6.35})$$

Donde:

s: Espaciamiento de estribos.

A_{sh} : Área del refuerzo transversal perpendicular a la dimensión h' .

h' : Dimensión perpendicular del sentido de análisis medido centro a centro entre ejes de estribos.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_c : Área de núcleo de la columna entre ejes de estribos exteriores.

Por tratarse el pedestal de una sección de forma cuadrada, el diseño para los dos sentidos será igual para los siguientes valores:

Datos:

$$h' = 145.00 \text{ [cm]}.$$

$$A_g = 25600.00 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A_c = 21025.00 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$s = 4.00 \text{ [cm]}.$$

Reemplazando valores en las ecuaciones 6.34 y 6.35 se tiene:

$$A_{sh_1} = 0.30 * 4.00 \text{ cm} * 145.00 \text{ cm} * 280 \text{ kg/cm}^2 * \left(\frac{25600.00 \text{ cm}^2}{21025.00 \text{ cm}^2} - 1 \right)$$

$$A_{sh_1} = 2.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{sh_2} = \frac{0.09 * 4.00 \text{ cm} * 145.00 \text{ cm} * 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{sh_2} = 3.48 \text{ [cm}^2\text{]}$$

La distribución de la armadura transversal se efectuará de la siguiente forma:

$$1 \text{ estribo } \phi 14 \text{ mm @ } 4.00 \text{ cm}$$

La sección final del pedestal quedará conformada de la siguiente forma:

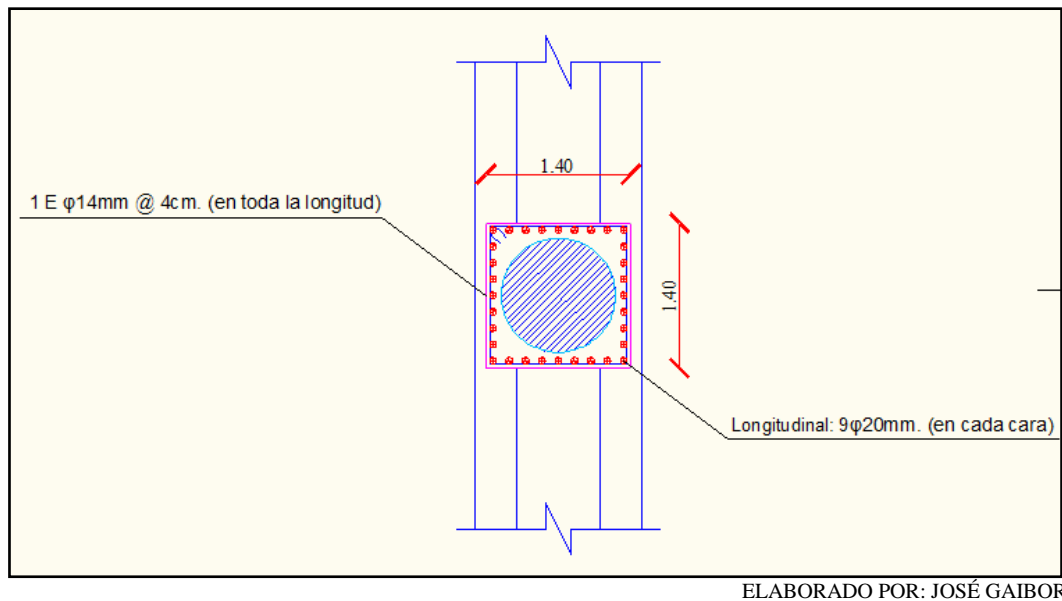


Figura 6.17: (Ubicación de toda la armadura de refuerzo en el pedestal)

6.4 Referencias.-

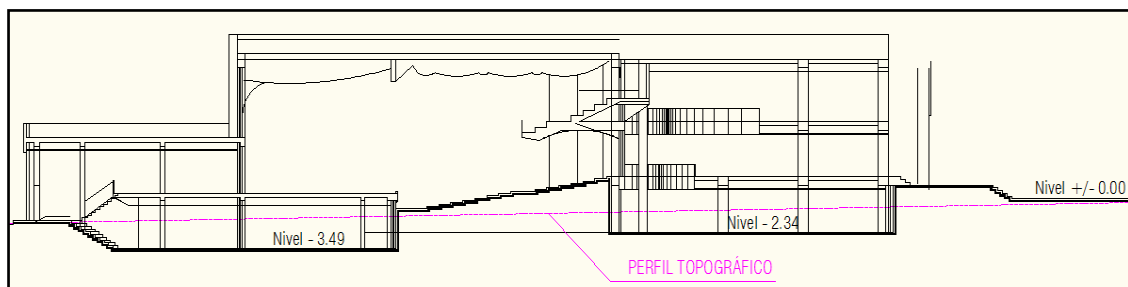
- [1] Laboratorio de Suelos y Pavimentos, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, 2005.
- [2] ROMO Marcelo, “Fundamentos de Hormigón Armado”, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador, 2008.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

COMPLEMENTARIOS

En el presente capítulo se describe el diseño de elementos estructurales complementarios para la construcción del Nuevo Auditorio de la ESPE, tomando como base los códigos AISC 1997 LRFD (última resistencia), ACI 318-08 y CEC-2001.

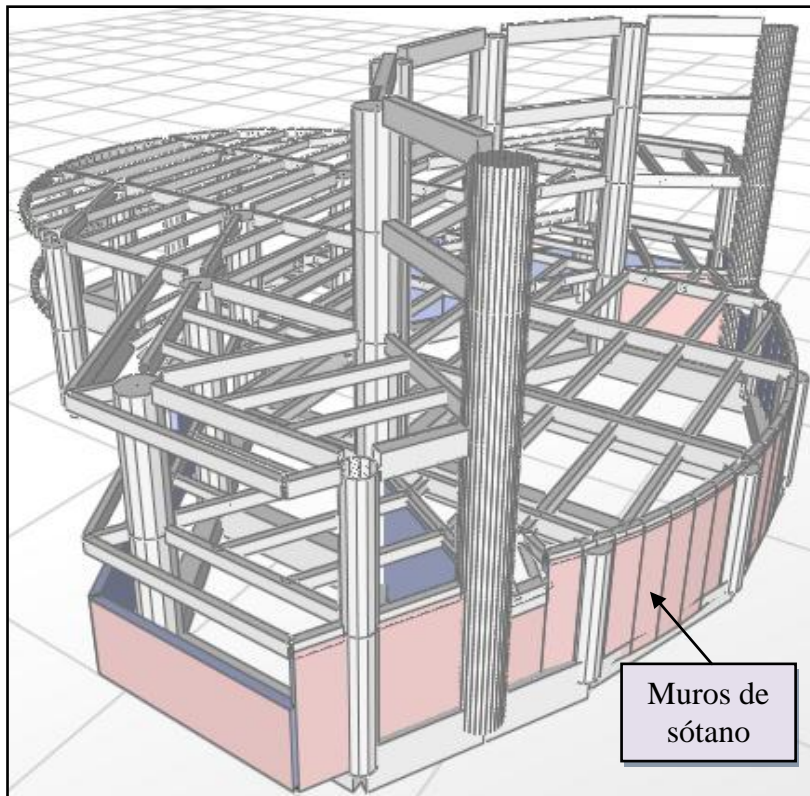
7.1 Muros de sótano.- Los elementos de muros de sótano se localizan desde los niveles N-2.34 y N-3.49 en los diferentes bloques que componen el Nuevo Auditorio. Para obtener el nivel exacto para la construcción de los muros de sótano se realizó un perfil topográfico del sitio de implantación del proyecto (figura 7.1).



FUENTE: (PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE) [1]

Figura 7.1: (Vista perfil topográfico del terreno en el lugar de implantación del Nuevo Auditorio)

El modelo tridimensional en el programa SAP 2000 v12 de todos los bloques que componen el Nuevo Auditorio tiene incluido elementos tipo Shell para simular los efectos de los muros de contención en el análisis total de toda la estructura (figura 7.2).



ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Figura 7.2: (Visualización de elementos tipo Shell para la conformación de muros en el Bloque de Escenario Exterior)

7.1.1 Diseño a mano (muro de sótano).- El modelo matemático utilizado para el cálculo del muro de sótano es como una viga continua con empotramiento en la base y apoyos continuos tantas cuantas losas intermedias existan sometidas a una carga triangular o trapezoidal, si existe correspondiente al empuje lateral.

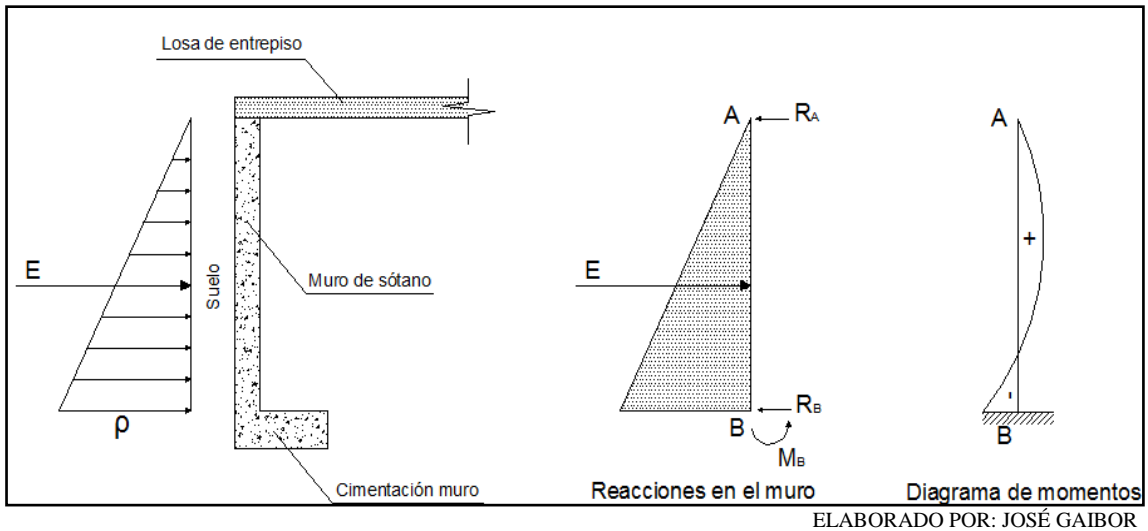


Figura 7.3: (Corte transversal del muro de sótano analizado)

El valor del empuje del suelo se obtiene con la ecuación 7.1.

$$E = \frac{\gamma_s * K_{ha} * h^2}{2} \quad (\text{ecuación 7.1})$$

Donde:

γ_s : Peso específico del suelo.

K_{ha} : Coeficiente de presión activa.

h: Altura de la tierra retenida (distancia vertical entre los apoyos).

La altura efectiva entre apoyos será la detallada en la ecuación 7.2.

$$h_{efectivo} = 3.90m - 0.30m = 3.60 [m] \quad (\text{ecuación 7.2})$$

La dirección de la presión resultante de la tierra E es horizontal y actúa a 1/3 de la altura desde la parte inferior del muro.

Los módulos de presión de tierras se detallan a continuación en la tabla 7.1.

Tabla 7.1: (Módulos del suelo para el diseño)

Descripción	Ecuación	Valor
Angulo de fricción (ϕ)	----	38.06°
Coeficiente de empuje activo (K_{ha})	$K_{ha} = \tan^2(45 - \phi/2)$	0.237
Coeficiente de empuje en reposo (K_o)	$K_o = 1 - \text{sen}\phi$	0.384
Coeficiente de empuje pasivo (K_p)	$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$	4.215
Peso específico del suelo 1 (γ_{sh})	----	1.789 [t/m ³]
Peso específico del suelo 2 (γ_{ss})	----	1.503 [t/m ³]

FUENTE: (ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO, 2005) [2]

Reemplazando valores en la ecuación 7.1 se tiene:

$$E = \frac{1.789t/m^3 * 0.237 * (3.60m)^2}{2} = 2.75 [t/m]$$

La intensidad de la carga lateral al pie del muro de sótano ρ se obtiene resolviendo la ecuación 7.3.

$$\begin{aligned} \rho &= \gamma_s * K_{ha} * h \\ \rho &= 1.789t/m^3 * 0.237 * 3.60m = 1.526 [t/m] \end{aligned} \quad \text{(ecuación 7.3)}$$

Ahora se obtienen las reacciones en la pantalla del muro por el empuje del suelo.

$$\begin{aligned} V_B &= \frac{6 * \rho * L}{15} \\ V_B &= \frac{6 * (1.526t * m) * (3.60m)}{15} = 2.20 [t/m] \end{aligned} \quad \text{(ecuación 7.4)}$$

$$\begin{aligned} V_A &= \frac{\rho * L}{10} \\ V_A &= \frac{(1.526t * m) * (3.60m)}{10} = 0.55 [t/m] \end{aligned} \quad \text{(ecuación 7.5)}$$

Posteriormente se obtienen los momentos máximos en la pantalla del muro por el empuje del suelo.

$$M_B = \frac{p * L^2}{15} \quad \text{(ecuación 7.6)}$$

$$M_B = \frac{1.526t / m * (3.60m)^2}{15} = 1.32 [t * m]$$

$$M_{(+)} = \frac{p * L^2}{15 * \sqrt{5}} \quad \text{(ecuación 7.7)}$$

$$M_{(+)} = \frac{1.526t / m * (3.60m)^2}{15 * \sqrt{5}} = 0.59 [t * m]$$

7.1.1.1 Diseño de la pantalla del muro de sótano.- Calculado los valores de momento en la pantalla se toma el mayor valor y se multiplica por un factor para obtener el momento último.

$$M_{UB} = 1.70 * M_B \quad \text{(ecuación 7.8)}$$

$$M_{UB} = 1.70 * (1.32t * m) = 2.244 [t * m]$$

Con el valor de la ecuación 7.8 se calcula la cuantía de armado en la pantalla. Para calcular la cuantía de armado requerida en una pieza rectangular sometida a flexión se utiliza la ecuación 7.9.

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right] \quad \text{(ecuación 7.9)}$$

Reemplazando valores en la ecuación 7.9 se tiene:

$$\rho = \frac{0.85 * 280kg / cm^2}{4200kg / cm^2} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 224400.00kg * cm}{0.85 * 0.9 * 280kg / cm^2 * 100.00cm * (21.00cm)^2}} \right]$$

$$\rho = 0.001371$$

Pero la cuantía de armado mínima en flexión para elementos de sección rectangular es de $\rho_{\min} = 0.00333$, por lo tanto la distribución en la pantalla se efectuará con armadura mínima.

$$A_s = 0.00333 * b * d$$

$$A_s = 0.00333 * 100.00 \text{ cm} * 21.00 \text{ cm} = 7.00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{(ecuación 7.10)}$$

La armadura a flexión en la pantalla se distribuirá de la siguiente forma:

$$1 \phi 12 \text{ mm} @ 16 \text{ cm (en cada cara de la pantalla)}$$

Se colocará armadura de distribución en la posición horizontal de la pantalla.

$$A_{s \text{ (horizontal)}} = 0.0025 * b * t$$

$$A_{s \text{ (horizontal)}} = 0.0025 * 100.00 \text{ cm} * 25.00 \text{ cm} = 6.25 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{(ecuación 7.11)}$$

La armadura horizontal de distribución en la pantalla se distribuirá de la siguiente forma:

$$1 \phi 12 \text{ mm} @ 36 \text{ cm (en cada cara de la pantalla)}$$

7.1.1.2 Diseño de la zapata del muro de sótano.- En primer lugar se obtiene los valores de cargas permanentes en la cimentación del muro.

Tabla 7.2: (Carga muerta en el diseño de la zapata)

Descripción	Carga (kg/m ²)
Peso propio	3.72
Peso losa	1.50
Carga Muerta Total =	5.22

ELABORADO POR: JOSÉ GAIBOR

Realizando una sumatoria de momentos en el punto A detallado en la figura 7.4, se calcula el valor de la excentricidad “e”.

$$\begin{aligned}\sum M_A &= | 1.32 - 1.5 * (0.375) - 3.75 * (0.25) | \\ \sum M_A &= | 1 - 0.173 | && \text{(ecuación 7.12)} \\ \sum M_A &= 0.173 [t * m]\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= \frac{\sum M_A}{Carga\ Total} && \text{(ecuación 7.13)} \\ e &= \frac{0.173t * m}{5.22t} = 0.0331 [m]\end{aligned}$$

Con el valor de la excentricidad se calcula los valores de presión del suelo en la zapata del muro mediante la ecuación 7.14.

$$q_s = \frac{P}{A} \pm \frac{P * (6 * e)}{L^2} \quad \text{(ecuación 7.14)}$$

Reemplazando valores en la ecuación 7.14 se tiene:

$$\begin{aligned}q_{s1-2} &= \frac{5.22t}{1.00m * 1.00m} \pm \frac{5.22t * 6 * 0.0331m}{(1.00m)^2} \\ q_{s1} &= 6.26 [t/m^2] \\ q_{s2} &= 4.18 [t/m^2]\end{aligned}$$

Los esfuerzos del suelo q_{s1} y q_{s2} afectan la zapata del muro como lo muestra la figura 7.4.

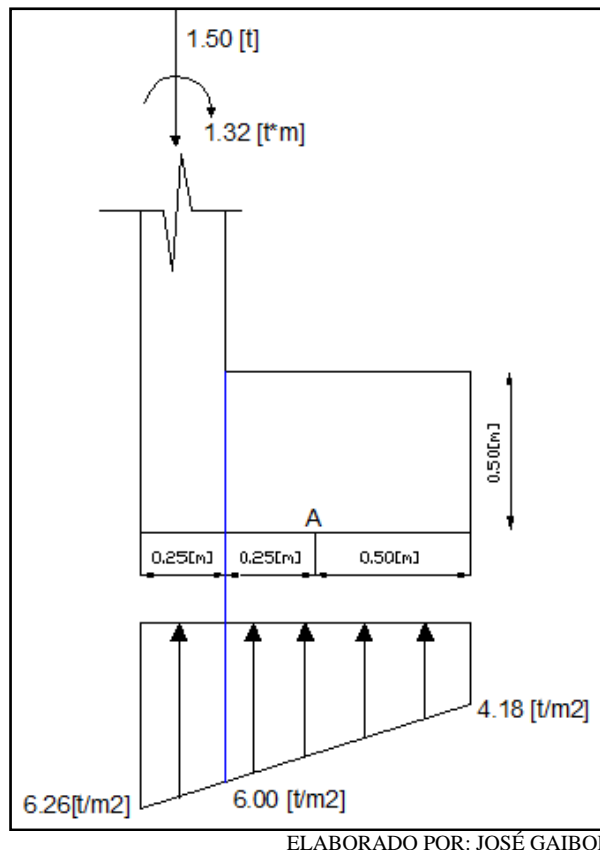


Figura 7.4: (Vista reacciones actuantes sobre el muro de sótano)

Los valores detallados en la figura 7.4 se ingresaron en un programa para obtener el momento máximo flector máximo en la zapata, a este valor se multiplica por un factor para conseguir el momento último.

$$M_{flector} = 1.35 [t * m] \quad \text{(ecuación 7.15)}$$

$$M_{flector \text{ último}} = 1.70 * 1.35 = 2.30 [t * m]$$

Con la ecuación 7.9 se calcula la cuantía de armado necesaria para el momento obtenido en la ecuación 7.15.

$$\rho = \frac{0.85 * 280kg/cm^2}{4200kg/cm^2} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 230000.00kg * cm}{0.85 * 0.9 * 280kg/cm^2 * 100.00cm * (43.00cm)^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00033$$

Pero la cuantía de armado mínima para refuerzo por contracción o temperatura es $\rho_{\min} = 0.0018$, por lo tanto la distribución en la zapata se efectuará con armadura mínima.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100.00\text{cm} * 43.00\text{cm} = 7.74 [\text{cm}^2]$$

(ecuación 7.16)

La armadura transversal en la zapata se distribuirá de la siguiente forma:

$$1 \phi 12\text{mm} @ 15\text{cm}$$

Para calcular la armadura longitudinal en la zapata, en el presente diseño se considera despreciable la acción del empuje pasivo del suelo en el muro de sótano ($E_p = 0$).

$$F_h = V_B - E_p$$

$$F_h = 2.20 - 0.00 = 2.20 [t/m]$$

(ecuación 7.17)

La carga F_h en la ecuación 7.17 debe ser tomada para el cálculo de la armadura longitudinal de la zapata que se la considera apoyada lateralmente en las columnas, para el presente diseño la separación entre las mismas es de 6.00m.

$$M = \frac{F_h * l^2}{12}$$

$$M = \frac{2.20\text{t/m} * (6.00\text{m})^2}{12} = 6.60 [t * m]$$

$$M_u = 1.70 * 6.60\text{t} * m = 11.22 [t * m]$$

(ecuación 7.18)

Con la ecuación 7.9 se calcula la cuantía de armado necesaria para el momento obtenido en la ecuación 7.18.

$$\rho = \frac{0.85 * 280 \text{kg/cm}^2}{4200 \text{kg/cm}^2} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1122000.00 \text{kg} * \text{cm}}{0.85 * 0.9 * 280 \text{kg/cm}^2 * 50.00 \text{cm} * (70.00 \text{cm})^2}} \right]$$

$$\rho = 0.0012$$

Pero la cuantía de armado mínima para refuerzo por contracción o temperatura es de $\rho_{\min} = 0.0018$, por lo tanto la distribución en la zapata se efectuará con armadura mínima.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 50.00 * 75.00 = 6.75 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{(ecuación 7.19)}$$

La armadura longitudinal en la zapata se distribuirá de la siguiente forma:

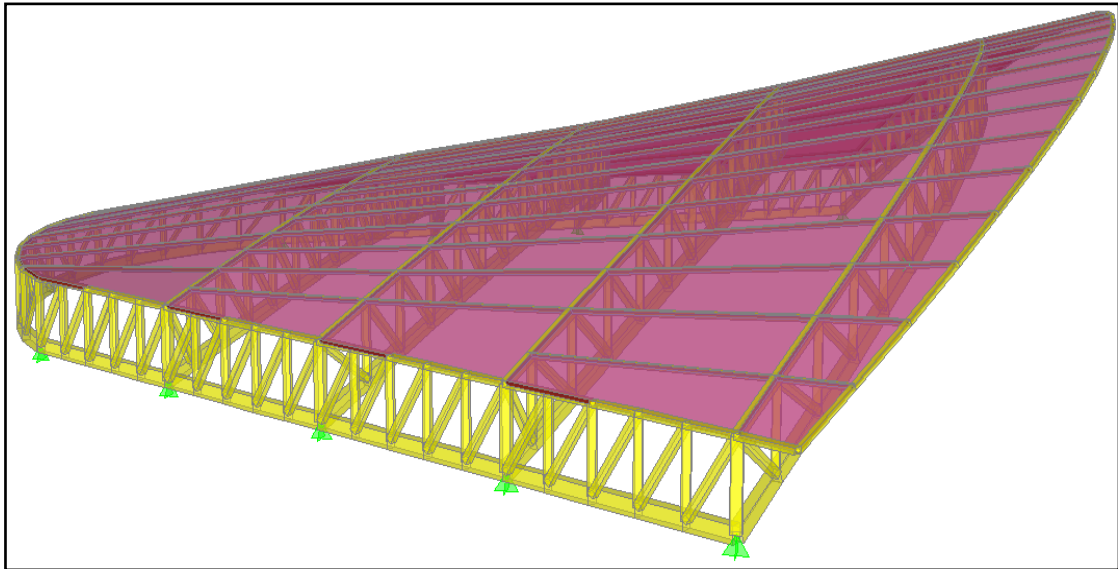
5 ϕ 14mm (en toda la sección de 50cm. en la zapata)

7.2 Placas de asiento.- Los apoyos constituyen una de las partes más importantes en la modelación de las estructuras, ya que estos a más de dar la base desde la cual se generará el análisis, permiten una serie de combinaciones en función de sus características particulares con el fin de optimizar los recursos en el diseño de los elementos estructurales.

En los modelos creados en SAP 2000 v12 es relativamente fácil el asignar estas restricciones, sean estos giros o desplazamientos con respecto a cualquiera de los ejes coordenados, sin embargo, lo primordial será encontrar los mecanismos para reproducir estas restricciones en la realidad.

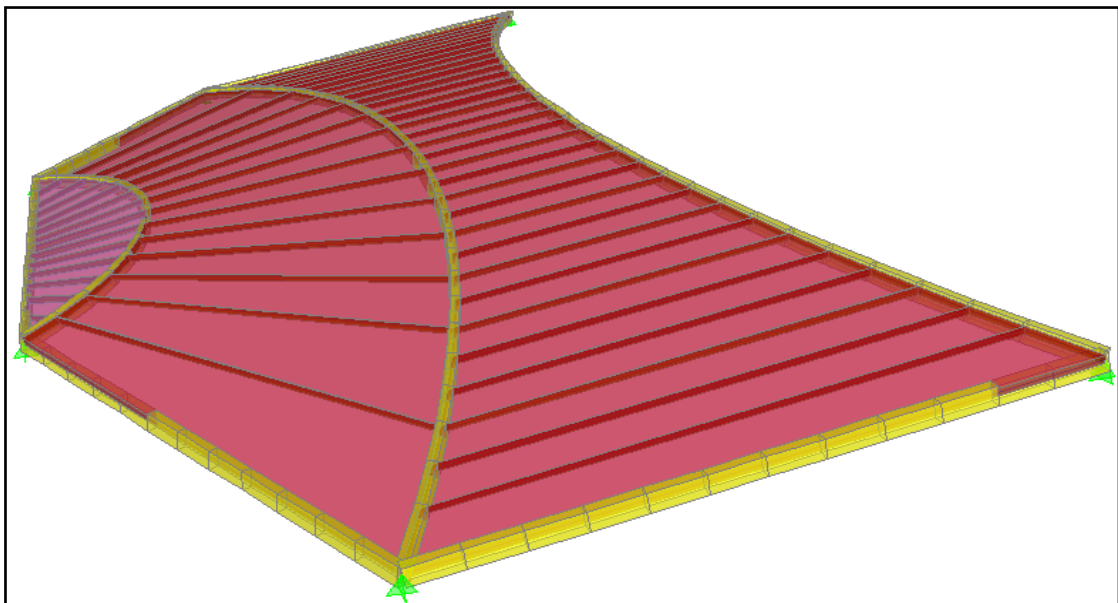
La placa de unión entre el perfil de estructura metálica que compone la cubierta del auditorio, cubierta del acceso central, y la columna de hormigón armado que compone los diferentes bloques del Nuevo Auditorio debe ser materializado mediante pernos que funcionan como ejes, los cuales restringen

los desplazamientos y a la vez dan libertad al giro alrededor de su eje, lo cual permite simular en el modelo estructural tridimensional en SAP 2000 v12 de un apoyo simple (figura 7.5 y figura 7.6).



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.5: (Vista apoyos en la cubierta del escenario)



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.6: (Vista apoyos en la cubierta del acceso central)

El tipo de acero a utilizar para el diseño de las placas de asiento en todos los apoyos es el tipo ASTM A-36.

Tabla 7.3: (Detalle de tipo de acero estructural según ASTM)

Tipo según ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos	Fy (kg/cm²)	Fu (kg/cm²)
A-36	Al carbón	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas	2534, (2253 si el espesor es mayor de 8 pulgadas)	4083 a 5631
A-529	Al carbón	Perfiles y placas de hasta ½ pulgada	Similar al tipo A-36	2956 - 3519	4223 a 7039
A-572	Columbio – Vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras hasta 6 pulgadas	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	2956 - 4575	4223 a 5631

FUENTE: (GUERRA Y CHACÓN, 2010, p. 199) [3]

Debido a la configuración en cercha curvilínea en el espacio de las estructuras que componen las cubiertas, las cargas axiales predominan el diseño de los apoyos, además de la determinación de un espesor apropiado para resistir las reacciones laterales producidas en los apoyos, y el número de pernos a utilizar.

Se debe tomar en cuenta que la estructura está soportada sobre una estructura de hormigón (columnas circulares), para lo cual se necesita de una placa de soporte para evitar que el hormigón bajo esta sufra fisuras, con lo cual los apoyos tendrán tres aspectos importantes a resolver:

1. Determinación del espesor de la placa base.
2. Número de pernos a utilizar en el apoyo.
3. Revisión a tensión y cizallamiento del elemento de anclaje.

7.2.1 Espesor placa base.- Para determinar este espesor, se supone que la placa está en voladizo, se toman momentos en relación a las dimensiones m , n y $\lambda n'$.

Como primer paso, se procede a determinar un área para la placa base A_1 . La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubre el área total del soporte de concreto, esta resistencia se calcula con la ecuación 7.20.

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'_c} \quad (\text{ecuación 7.20})$$

En el caso de que el área de hormigón sea mayor que el área de la placa, se produce un aumento en la resistencia del hormigón bajo la placa, la cual está definida por la ecuación 7.21.

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} \quad (\text{ecuación 7.21})$$

Este aumento de la resistencia hace que el área de la placa pueda ser reducida. Para obtener la carga última P_u en el diseño de la placa de apoyo, se considera las siguientes condiciones de carga:

$$P_u = 1.4 * P_D \quad (\text{ecuación 7.22})$$

$$P_u = 1.2 * P_D + 1.6 * P_L \quad (\text{ecuación 7.23})$$

$$P_u = 1.2 * P_D \pm 1.0 * E + 0.5 * P_L + 0.2 * S \quad (\text{ecuación 7.24})$$

Donde:

P_D : Carga muerta.

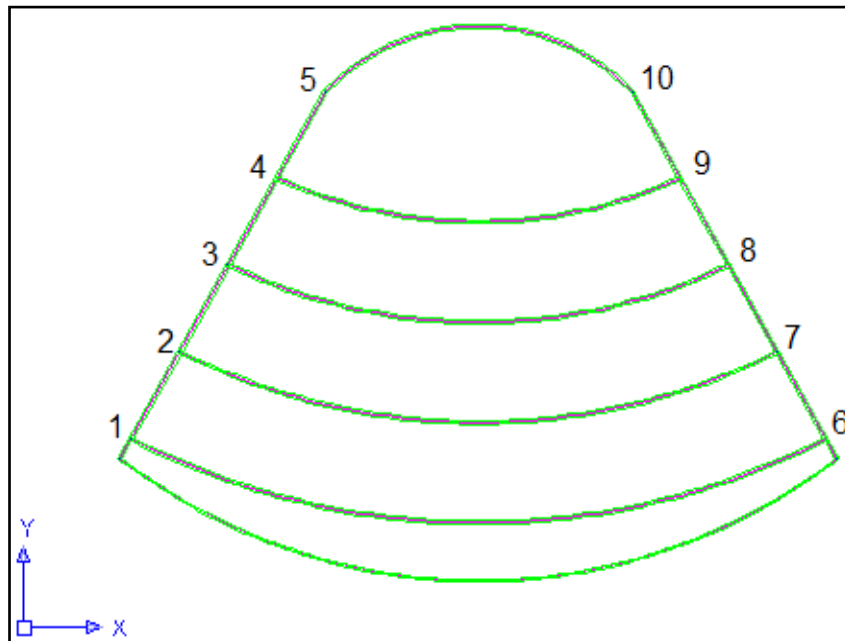
P_L : Carga viva.

E : Carga sísmica.

S : Carga de nieve.

La expresión 7.22 no regirá a menos que la carga muerta P_D sea más de 8 veces mayor que la carga viva P_L . La carga viva de nieve no se considera en el diseño ya que en el sector donde se implanta el Nuevo Auditorio no predomina dicha sollicitación.

Se tomará como base el diseño de una placa de asiento ubicada en la cubierta del escenario (figura 7.5). Según la tabla de fuerzas axiales obtenidas (tabla 7.4), los esfuerzos más críticos se localizan en el apoyo 1 según la numeración detallada en la figura 7.7.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.7: (Numeración de los apoyos en la cubierta del escenario)

Es necesario señalar que las cargas en los apoyos del 1 al 5 son iguales a las cargas en los apoyos del 6 al 10, por tratarse de una estructura simétrica en el eje “y”.

Tabla 7.4: (Cuadro de cargas en la fase final de la cubierta del escenario)

Cargas fase final en toneladas, (cubierta del escenario)															
Tipo de carga	Apoyo 1			Apoyo 2			Apoyo 3			Apoyo 4			Apoyo 5		
	u1 ³³	u2 ³⁴	u3 ³⁵	u1	u2	u3	u1	u2	u3	u1	u2	u3	u1	u2	u3
Carga muerta	-7,439	2,277	-5,837	-7,709	0,726	-4,671	-6,918	0,199	-3,923	-5,188	-0,630	-2,616	-2,573	-2,656	0,0941
Peso propio	-109,307	33,321	-86,229	-113,027	10,750	-69,259	-101,622	3,100	-58,427	-76,252	-8,756	-39,292	-37,224	-38,416	0,862
Carga viva	-24,798	7,592	-19,456	-25,698	2,420	-15,570	-23,060	0,664	-13,075	-17,293	-2,099	-8,719	-8,577	-8,853	0,314
Carga de viento	-1,549	0,466	-3,094	-1,059	-0,417	-2,640	1,722	-1,699	-0,936	4,628	-2,951	1,285	-1,106	-1,481	-0,256
Sismo X	22,214	-9,682	3,116	28,483	-13,980	6,329	46,597	-21,660	16,010	65,795	-29,091	29,551	2,738	-1,328	2,834
Sismo X -	22,214	-9,682	3,116	28,483	-13,980	6,329	46,597	-21,660	16,010	65,795	-29,091	29,551	2,738	-1,328	2,834
Sismo Y	49,259	0,865	39,836	45,820	35,529	10,847	22,372	46,739	-4,170	-9,714	59,839	-24,489	7,750	22,855	-22,024
Sismo Y -	49,259	0,865	39,836	45,820	35,529	10,847	22,372	46,739	-4,170	-9,714	59,839	-24,489	7,750	22,855	-22,024
Sismo Z	-17,910	6,978	-14,088	-11,299	1,592	-6,335	-5,108	-2,013	-1,810	3,209	-5,873	3,812	1,395	-0,716	3,322

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

³³ Carga en la dirección x del apoyo como muestra la figura 7.7 (igual para todos los apoyos).

³⁴ Carga en la dirección y del apoyo como muestra la figura 7.7 (igual para todos los apoyos).

³⁵ Carga en la dirección z, situada en elevación (igual para todos los apoyos).

El espesor de la placa de apoyo se obtiene en base a las cargas axiales sobre está (en la tabla 7.4 detallada como u3), para ello se elije el apoyo con los valores de carga mayores, en este caso el apoyo 1.

Reemplazando los valores de la tabla 7.4 en las ecuaciones 7.23 y 7.24 se tiene:

$$Pu = 1.2 * (86.229t + 5.837t) + 1.6 * (19.456t)$$

$$Pu = 141.61 [t]$$

$$Pu = 141.61 * (2.2) = 311.54 [klb]$$

$$Pu = 1.2 * (86.229t + 5.837t) + 1.0 * (39.836t) + 0.5 * (19.456t)$$

$$Pu = 160.04 [t]$$

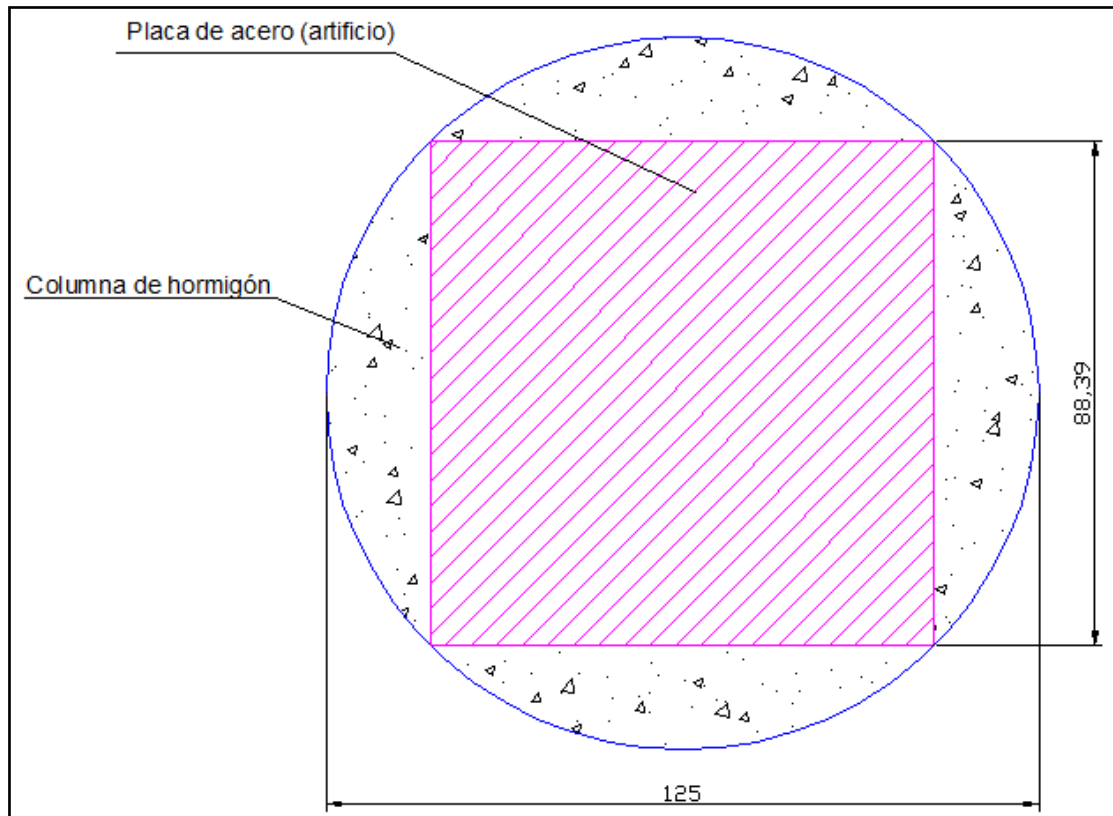
$$Pu = 160.04 * (2.2) = 352.09 [klb]$$

Reemplazando el valor más crítico ($\sqrt{A_2/A_1} = 2$) en la ecuación 7.21 se tiene:

$$A_1 = \frac{352.09klb}{0.6 * 0.85 * (280kg / cm^2 / 70.4546) * 2} = 86.86 [pu \lg^2] = 560.39 [cm^2]$$

Para calcular las dimensiones finales de la placa, se realiza un pequeño artificio geométrico (figura 7.8) en el cual un cuadrado se encuentra inscrito en una circunferencia de 125.00cm.de diámetro (sección de la columna).

Nota: Cabe mencionar que la placa de asiento tendrá una forma más alargada a la prevista en el artificio geométrico ya que la cercha metálica atraviesa todo el diámetro de la columna.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.8: (Esquema descriptivo de la placa utilizada como artificio de cálculo)

Para el área requerida de la placa se obtiene las siguientes dimensiones:

$$A_1 = 560.39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$B = 88.39 \text{ [cm]} \text{ (valor obtenido del AutoCAD)}$$

Reemplazando valores en la ecuación 7.25 se tiene:

$$N = \frac{A_1}{B} \tag{ecuación 7.25}$$

$$N = \frac{560.39 \text{ cm}^2}{88.39 \text{ cm}} = 6.34 \text{ [cm]}$$

El perfil metálico en el cordón inferior de la cercha metálica 1 se asienta sobre toda la dimensión de la columna de hormigón en el apoyo 1 con un ancho 20cm, por lo tanto es necesario aumentar la dimensión N en la placa de apoyo.

Para obtener las dimensiones finales de la placa de asiento es necesario considerar las distancias mínimas al borde de los pernos de anclaje para la placa de apoyo 1 detallada en la tabla 7.5.

Tabla 7.5: (Distancias mínimas a bordes [a] pulg. (Centro del agujero estándar [b] al borde de la parte conectada)

Diámetro nominal del tornillo o remache (pulg)	En bordes recortados mecánicamente (pulg)	En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas (pulg) [c]
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2 [d]	1 1/8

[a] Distancias menores a los paños son permitidas, siempre y cuando se satisfagan las ecuaciones de la especificación J3.10 del LRFD.
 [b] Para los agujeros agrandados o de ranura.
 [c] Para todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse 1/8 pulg. Cuando el agujero está en un punto en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla J3-4, p. 6-82) [4]

El cálculo de realizará con tornillos de 7/8 pulg., dicho esto la longitud mínima al borde de la placa será la siguiente:

$$d_{\min} = 1 \frac{1}{2} * (d) \quad (\text{ecuación 7.26})$$

Donde:

d: Diámetro del perno de anclaje.

Reemplazando valores en la ecuación 7.26 se tiene:

$$d_{\min} = 1 \frac{1}{2} * (7/8) \text{ pulg.} = 1.313 \text{ [pulg]} = 3.33 \text{ [cm]}$$

La distancia mínima al borde del centro de un agujero holgado o de un agujero rasurado al borde de una parte conectada debe ser igual a la distancia mínima requerida para un agujero estándar más un incremento C_2 cuyos valores son proporcionados en la tabla 7.6.

Tabla 7.6: (Valores del incremento C_2 para distancias al borde de agujeros agrandados)

Diámetro nominal del conector (pulg)	Agujeros agrandados (pulg)	Agujeros de ranura		
		Perpendicular al borde		Paralela al borde
		De ranura corta (pulg)	De ranura larga [a]	
$\leq 7/8$	1/16	1/8	3/4 d	0
1	1/8	1/8		
$\leq 1\ 1/8$	1/8	3/16		

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida (tabla 7.5), C_2 puede reducirse por un medio de la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla J3-8, p. 6-86) [4]

$$d_{\min \text{ total}} = d_{\min} + C_2 \quad (\text{ecuación 7.27})$$

Reemplazando valores en la ecuación 7.27 se tiene:

$$d_{\min \text{ total}} = 1.313 + \frac{3}{4} \left(\frac{7}{8} \right) = 1.97 \text{ [pulg]} = 5.00 \text{ [cm]}$$

La distancia de 5.00cm. se tomará a cada lado del eje del perno de anclaje, por lo tanto la placa de asiento contará con las dimensiones detalladas en la figura 7.9.

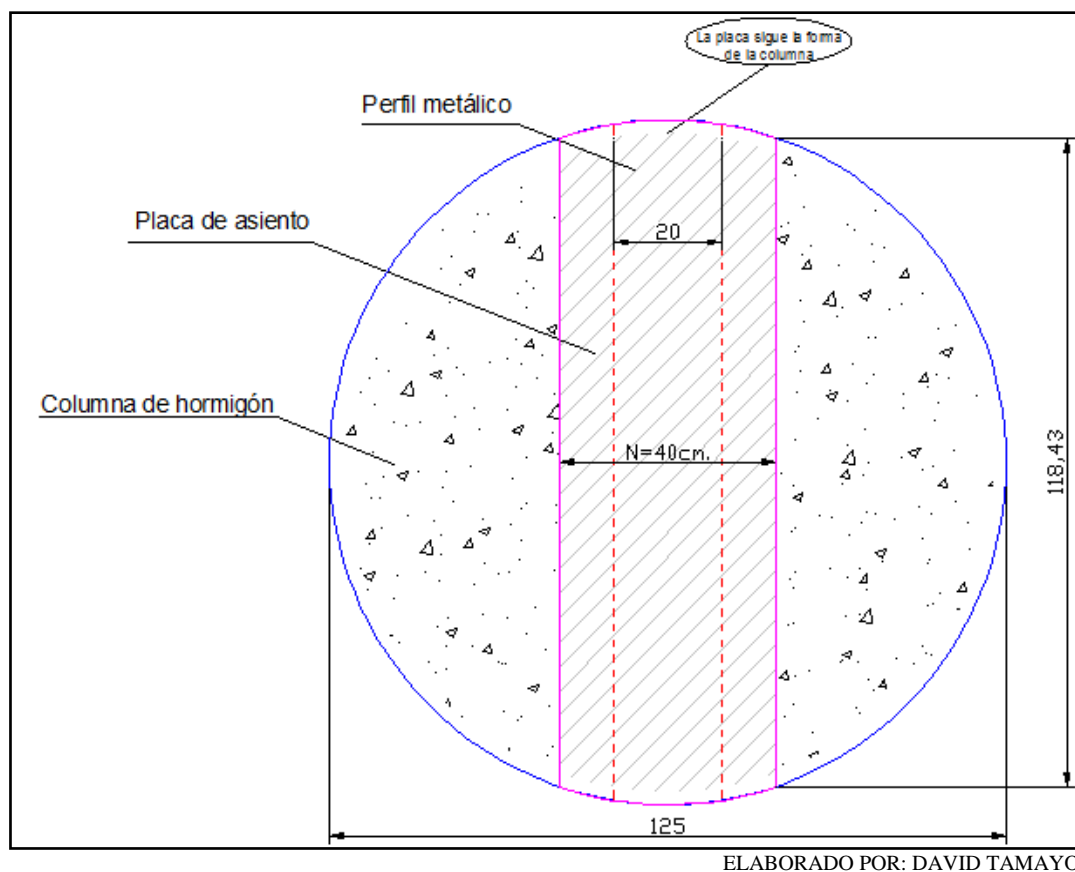


Figura 7.9: (Dimensiones finales de la placa de asiento para el apoyo 1)

Tabla 7.7: (Dimensiones de la unión en el apoyo 1, placa de asiento – cercha metálica)

Dimensiones de la placa de asiento		
Lados	Sistema inglés (pulg.)	Sistema internacional (cm.)
B	46.63	118.43
N	15.75	40.00
Dimensiones del perfil metálico (cordón inferior de la cercha metálica)		
<i>d</i>	46.63	118.43
<i>bf</i>	7.87	20.00

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Posteriormente se determina en base a la geometría final de la placa, la carga última que puede resistir dicho elemento.

$$\phi_c * P_p = \phi_c (0.85 * f'_c * A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

(ecuación 7.28)

$$\phi_c * P_p = 0.60 * \left(0.85 * \left(\frac{280}{70.4546} \right) * \left(\frac{4911.61}{2.54 * 2.54} \right) \right) * 2$$

$$\phi_c * P_p = 3086.07 \text{ [klb]}$$

Thornton señala que el espesor de las placas se determina utilizando el mayor valor entre m , n o $\lambda_{n'}$. El llamó este valor máximo l .

Se calcula el valor del coeficiente X con la ecuación 7.29.

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c * P_p}$$

(ecuación 7.29)

$$X = \left[\frac{4 * 46.63 \text{ pu lg} * 7.87 \text{ pu lg}}{(46.63 \text{ pu lg} + 7.87 \text{ pu lg})^2} \right] * \frac{352.09 \text{ klb}}{3086.07 \text{ klb}} = 0.056$$

Con el valor del coeficiente X se calcula λ y $\lambda_{n'}$ con la ecuación 7.30.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

(ecuación 7.30)

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.056}}{1 + \sqrt{1 - 0.056}} = 0.240 \leq 1$$

Con el valor del coeficiente λ se calcula el valor de $\lambda_{n'}$ con la ecuación 7.31.

$$\lambda_{n'} = \frac{\lambda \sqrt{d * bf}}{4}$$

(ecuación 7.31)

$$\lambda_{n'} = \frac{0.240 \sqrt{46.63 \text{ pu lg} * 7.87 \text{ pu lg}}}{4} = 1.15$$

Con las dimensiones finales de la placa de asiento, se calcula los valores de "m" y "n".

$m = 0$ (el perfil metalico ocupa toda la longitud de la columna)

$$n = \frac{N - 0.80bf}{2} \quad (\text{ecuación 7.32})$$

$$n = \frac{15.75 - 0.80 * 7.87}{2} = 4.73$$

Finalmente se obtiene el valor máximo entre las ecuaciones 7.31 y 7.32, con lo cual se determina el espesor de la placa dado por la ecuación 7.33.

$$\ell = \text{máx}(m, n, \lambda n')$$

$$\ell_{\text{max}} = 4.73$$

$$t_{\text{req}} = \ell_{\text{max}} \sqrt{\frac{2 * P_u}{0.9 * F_y * BN}}$$

$$t_{\text{req}} = 4.73 \sqrt{\frac{2 * 352.09 \text{klb}}{0.9 * 36 \text{ksi} * \left(\frac{4911.61 \text{cm}^2}{2.54 \text{pulg} * 2.54 \text{pulg}} \right)}} = 0.80 \text{ [pulg]} \quad (\text{ecuación 7.33})$$

Con el espesor de la placa se obtiene las siguientes dimensiones de la placa de asiento:

Tabla 7.8: (Dimensiones finales de la placa de asiento en el apoyo 1)

Dimensiones de la placa de asiento	
Lado B	46.63 [pulg]
Lado N	15.75 [pulg]
Espesor	0.80 = 7/8 [pulg]

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

7.2.2 Diseño y número de pernos en la placa de apoyo.- El número de pernos a utilizar está en función del aplastamiento producido en los mismos debido a las reacciones laterales, en primer lugar se determina la resistencia de cada uno de los pernos y posteriormente se calcula el número de pernos necesarios.

Los pernos de anclaje para la placa de apoyo tendrán las siguientes características detalladas en la tabla 7.9.

Tabla 7.9: (Especificaciones para pernos de anclaje en la placa de apoyo)

Tipo	A 325
Diámetro	7/8 pulg
Área de la sección	0.60 pulg ²
Forma	Tipo ancla con una longitud de desarrollo y una forma tipo gancho en la parte inferior.

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

7.2.2.1 Separación máxima entre pernos.- Las especificaciones sobre el acero estructural proporcionan las distancias máximas a bordes de conexiones apernadas. El propósito de tales requisitos es reducir la posibilidad de que se introduzca humedad entre las partes. Cuando los pernos están muy lejos de los bordes de las partes conectadas, estos pueden a veces separarse permitiendo la entrada de la humedad. Cuando esto sucede y se tiene una falla de la pintura, se generará y acumulará la corrosión, ocasionando mayores separaciones entre las partes. La distancia al borde máxima permisible dada por la J3.5 del LRFD es de 12 veces el espesor de la parte conectada pero no más de 6.00 pulg. La especificación J3.5 del LRFD establece que la separación máxima centro a centro de los pernos para miembros pintados o para

miembros no pintados no expuestos a la corrosión, es de 24 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder de 12.00pulg. Para miembros no pintados de acero intemperizado expuestos a la corrosión atmosférica, la máxima es de 14 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder de 7.00pulg.

El diseño del número de pernos será realizado para los apoyos 1 y 2 debido a que las fuerzas cortantes entre ambos son parecidas y por ende simplificaría el diseño, por lo que de acuerdo a la tabla 7.4 las cargas en el apoyo 2 son las más críticas, por lo tanto desarrollando las ecuaciones 7.22, 7.23 y 7.24 se tiene:

$$P_u = 1.4P_D$$

$$P_u = 1.4 * (113.027t + 7.709t) = 169.03 [t]$$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$P_u = 1.2(113.027t + 7.709t) + 1.6(25.698t) = 186.00 [t]$$

$$P_u = 1.2P_D \pm 1.0E + 0.5P_L + 0.2S$$

$$P_u = 1.2(113.027t + 7.709t) + 1.0(45.820t) + 0.5(25.698t) = 203.55 [t]$$

$$P_u = 203.55t * (2.20) = 447.81 [klb]$$

A continuación se calcula la resistencia de diseño de los pernos en cortante simple (ecuación 7.34) y aplastamiento (ecuación 7.35).

$$P_u = \phi * A_t * F_y * (\# \text{ pernos}) \quad (\text{ecuación 7.34})$$

$$P_u = \phi * 2.4 * dt * F_u \quad (\text{ecuación 7.35})$$

Donde:

At: Área de la sección transversal del perno de anclaje (tabla 7.9).

dt: Área de la sección transversal del perno en la placa (tabla 7.8 y 7.9).

F_u: Esfuerzo último del material.

Para el caso de la resistencia del perno a cortante simple, se deberá verificar el número de pernos necesarios para resistir la carga crítica P_u = 447.81klb.

$$447.81klb = 0.75 * 0.60 pu lg^2 * 60ksi * (\# \text{ pernos})$$

$$(\# \text{ pernos}) = 16.59 \cong 17 \text{ pernos}$$

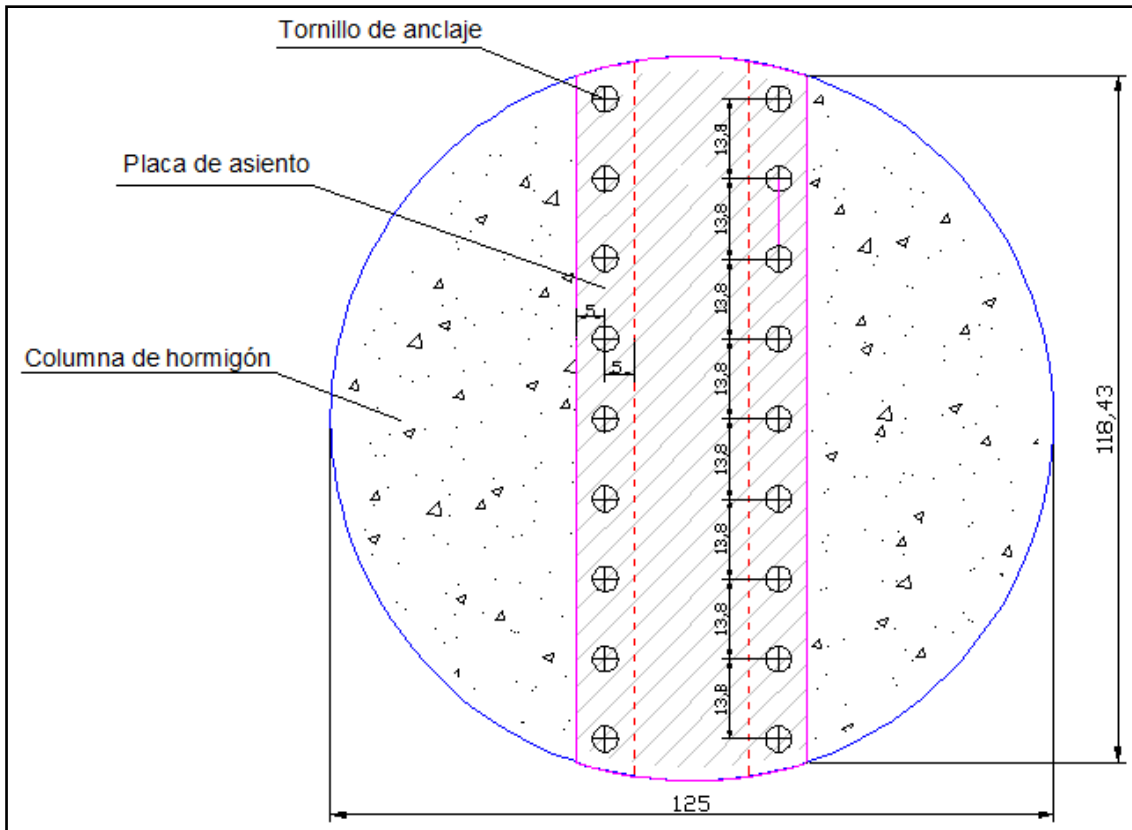
$$Pu = 0.75 * 0.6 * 60 * 17 = 459.00 \text{ klb}$$

$$Pu = 203.55t * (2.20) = 447.81 \text{ [klb]}$$

Ahora se calcula la resistencia al aplastamiento con el número de pernos calculados anteriormente.

$$Pu = 0.75 * 2.4 * (7 / 8 pu lg * 7 / 8 pu lg) * 65ksi * 17 = 1522.83 \text{ [klb]}$$

El diseño que predomina es el menor de los valores en las ecuaciones 7.34 y 7.35, en este caso el diseño a cortante simple. Del cálculo se obtiene que la placa deba ser diseñada con 17 pernos pero por razones constructivas, la placa de asiento deberá contener 18 pernos, 9 anclajes a cada lado de la placa como muestra la figura 7.10.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.10: (Ubicación de los pernos de anclaje en la placa de asiento)

El diseño del resto de placas para la cubierta del escenario y la cubierta del acceso central será de la misma forma explicada y detallada en el presente capítulo.

7.2.3 Diseño de la longitud de anclaje de pernos.- Los pernos que unen la placa de asiento con la columna de hormigón necesitan tener una longitud de anclaje mínima y cumplir con especificaciones de diseño contemplado en la norma ACI 318-02 para evitar modos de falla como los descritos a continuación:

- *Desprendimiento del hormigón de un anclaje.*- Falla por el desprendimiento de una cuña de hormigón debido a un anclaje ubicado muy cerca del borde ante solicitaciones de carga a tracción.
- *Arrancamiento de un anclaje por tracción.*- Arrancamiento ante solicitaciones de tracción de la cabeza del perno de anclaje.
- *Descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón de un anclaje traccionado.*- Descascaramiento de hormigón debido a un anclaje muy cerca del borde.
- *Arrancamiento del hormigón de un anclaje por corte.*- Falla que produce un arrancamiento de una cuña de hormigón por fuerzas cortantes en el perno.
- *Hendimiento.*- Modo de falla debido a fuerzas de tracción en anclajes en secciones de hormigón con poco espesor.

Debido a la complejidad y extensa forma de cálculo, las longitudes de anclaje se calcularán mediante el uso de una hoja electrónica en Excel misma que presenta una interfaz con notas que respaldan datos ingresados y formas de cálculo, sin embargo para un estudio más profundo del tema se recomienda consultar el Apéndice D de la norma americana ACI.

El ejemplo que se presenta en la hoja electrónica (figura 7.11) es para el diseño de placa y de pernos en el apoyo 1 calculados en las secciones 7.2.1 y 7.2.2. El procedimiento de cálculo es mediante interacciones, es decir suponer una longitud de anclaje y al final revisar si la relación de esfuerzos cumple con los límites impuestos en la norma.

Cálculo de la longitud de anclaje en pernos

Datos		
Unidades inglesas	Sistema internacional	
N_u (lb) = 18109,09	39,84 (t)	
V_u (lb) = 91700,00	201,74 (t)	
$f'c$ (psi) = 3974,19	280 (kg/cm ²)	
Longitud de anclaje "h_{ef}" (pulg) = 4,72	12,00 (cm)	
Gancho de anclaje "e_h" (pulg) = 2,76	7,00 (cm)	
La longitud mínima del gancho debe ser $3 \cdot d_o$.		
Diámetro del perno " d_o " (pulg) = 0,875		
ϕ tracción = 0,75		
ϕ corte = 0,65	Notas	
ϕ de desprendimiento = 0,70	No se ha dispuesto ninguna armadura suplementaria.	
ϕ de arrancamiento = 0,70	Para el arrancamiento siempre se aplica la condición.	
A_{se} (pulg ²) = 0,462	Área efectiva de anclaje.	
f_{ut} (psi) = 60000,00	Notas	
K_{cp} = 2,00	La longitud de anclaje es mayor a 2,50 pulg.	
A_{brg} (pulg ²) = 1,188	Valor de la tabla.	
Número de pernos " n " = 18	Sistema internacional	

$K_{cp} = 1.0$ for $h_{ef} < 2.5$ in.; and $K_{cp} = 2.0$ for $h_{ef} \geq 2.5$ in.
--

Área proyectada en planta " A_n " (pulg ²)	1376,40	8879,98 (cm ²)	Valores obtenidos de la distribución de pernos y dimensiones de placa en el diseño.
Área proyectada en corte " A_v " (pulg ²)	348,75	2250 (cm ²)	
Espaciamiento mínimo de pernos " c_1 " (pulg) =	5,43	13,8 (cm)	
Espaciamiento al borde de la placa " C_2 y C_{min} " (pulg) =	1,97	5,00 (cm)	
Notas			
$\psi_1 = 1,00$	No existe excentricidad en la conexión, todos los pernos soportan la misma carga.		
$\psi_2 = 0,7 + 0,3 \frac{c_{min}}{1,5h_{ef}}$	$\psi_2 = 0,78$	Cálculo.	
$\psi_3 = 1,25$	Posibilidad de que no se fisure el hormigón con pernos anclado en hormigón endurecido		
$\psi_4 = 1,00$	Posibilidad de que no se fisure el hormigón en los bordes.		
$\psi_5 = 1,00$	No hay excentricidad en la conexión, el cortante actúa en el baricentro de la conexión.		
$\psi_6 = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{1,5c_1}$	$\psi_6 = 0,77$	Cálculo.	
$\psi_7 = 1,00$	Probable que se fisure el hormigón, pero contine armadura suplementaria.		

			Valores referenciales	
Resistencia del acero	ϕN_s (lb) = 374220,00			
Verificar: $A_N \leq nA_{No}$	A_{No} (pulg ²) = 200,88	OK		
	N_b (lb) = 15536,62			
Resistencia al desprendimiento del hormigón	ϕN_{cbg} (lb) = 72965,62	Valores referenciales		Nota
e_h = máximo valor efectivo de $4,5d_o$	$e_{h\ max}$ (pulg) = 3,94	2,76		Longitud que comparo con el gancho de anclaje.
	N_p (lb) = 8625,08			
Resistencia al arrancamiento del anclaje por tracción	ϕN_{pn} (lb) = 108675,98			
Resistencia al descascaramiento lateral	ϕN_{sb} (lb) =	No Aplica	N/A	
Valor tomado (carga axial)	ϕN_n (lb) = 72965,62	No se considera la totalidad de la resistencia (Caso 2)		

Resistencia al corte de diseño	ϕV_s (lb) = 194594,40			
Resistencia al desprendimiento del hormigón por corte	ϕV_{cbg} (lb) = 10398,01	Valores referenciales		
Verificar: $A_V \leq nA_{Vo}$	A_{Vo} (pulg ²) = 132,83	OK		Nota
Longitud de apoyo de la carga del anclaje para corte	l (pulg) = 7,00	4,72		Longitud que comparo con la longitud de anclaje
	ϕV_b (lb) = 7324,23			
Resistencia al desprendimiento del hormigón por corte total	$\phi V_{cbg\ total}$ (lb) = 187164,11			
Resistencia al arrancamiento del hormigón	ϕV_{cp} (lb) = 145931,23			
	ϕN_{cb} (lb) = 104236,59			
Valor tomado (carga cortante)	ϕV_n (lb) = 145931,23	No se considera la totalidad de la resistencia (Caso 2)		
	N_u (lb) = 18109,09	$\left[\frac{N_u}{\phi N_n} \right]^5 + \left[\frac{V_u}{\phi V_n} \right]^5 = 1$		→ Caso 1
	V_u (lb) = 91700,00			
Límite tracción ($N_u > 0,2 * \phi N_n$) =	14593,12	$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,2$		→ Caso 2
Límite cortante ($V_u > 0,2 * \phi V_n$) =	29186,25			
	Factor = 0,88			→ Diseño satisfactorio

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.11: (Captura de pantalla hoja electrónica para el cálculo de anclajes)

7.3 Soldadura de elementos estructurales.- Todas las uniones en los elementos metálicos que conforman las cubiertas serán unidas por filetes de soldadura diseñados para las diferentes solicitaciones de carga.

7.3.1 Generalidades.- La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, es hasta en las últimas décadas que ha adquirido gran importancia en la ingeniería estructural. La adopción de la soldadura estructural fue lenta durante varias décadas porque muchos ingenieros que tenía dos grandes desventajas: 1) que tenía poca resistencia a la fatiga en comparación con las conexiones apernadas o remachadas. 2) que era imposible asegurar una alta calidad de soldadura si no se contaba con una inspección irracionalmente amplia y costosa. En la actualidad la mayoría de ingenieros aceptan que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga, también se admite que las reglas que gobiernan la calificación de los soldadores, las mejores técnicas utilizadas y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la AWS³⁶ hacen de la inspección de la soldadura un problema menos difícil.

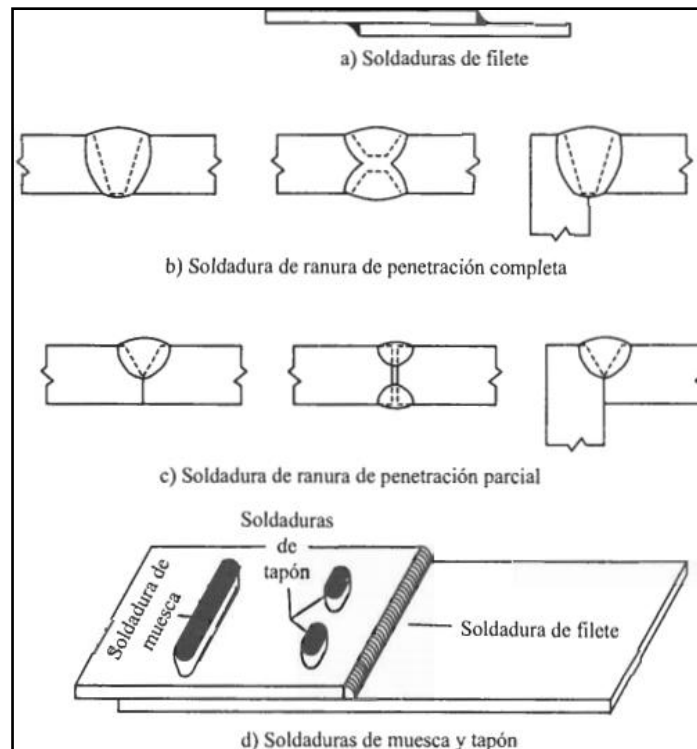
7.3.1.1 Ventajas de la soldadura.-

1. El uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme tan necesarias en las estructuras atornilladas o remachadas. En algunas estructuras de puente es posible ahorrar has un 15% o más del peso de acero con el uso de la soldadura.

³⁶ American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura).

2. La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remachas o los tornillos. Una conexión remachada o apernada puede resultar imposible de realizar en obra, pero una conexión soldada presentará pocas dificultades.
3. El proceso de fusionar las partes hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza, y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones.
4. Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo) si se usa soldadura.
5. Se usan menos piezas y como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

7.3.1.2 Tipos de soldadura.- Los dos tipos principales de soldadura son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural (figura 7.12).



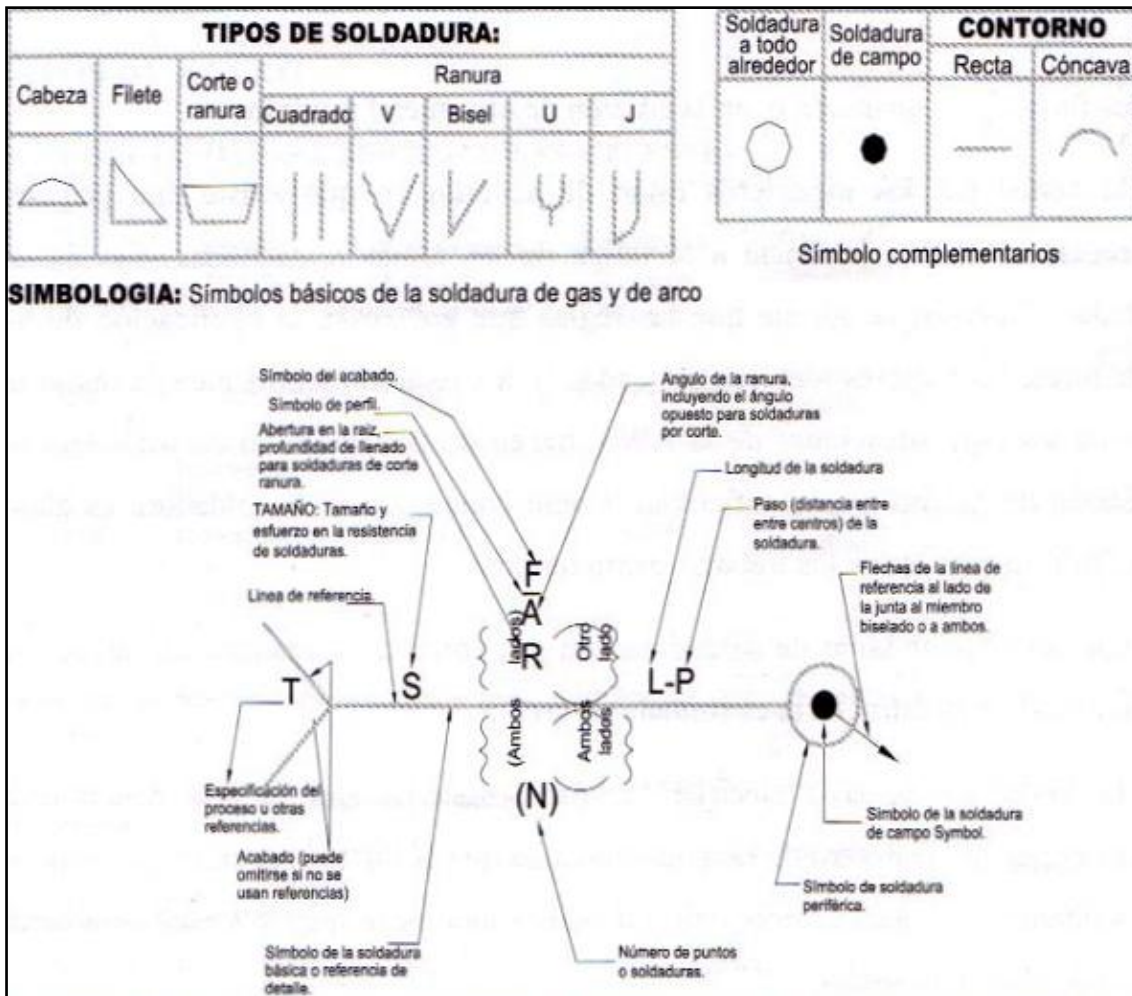
FUENTE: (Mc CORMAC, 1993, p. 441) [5]

Figura 7.12: (Soldaduras de tipo estructural)

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete (aproximadamente el 80%). Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están lineados en un mismo plano.

La soldadura por arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y electrodo lo sostiene el operador. El arco es una chispa continua entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierte la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 6000 y 1000 °F (3200 a 5500 °C). A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de material fundido, que son forzadas en el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura.

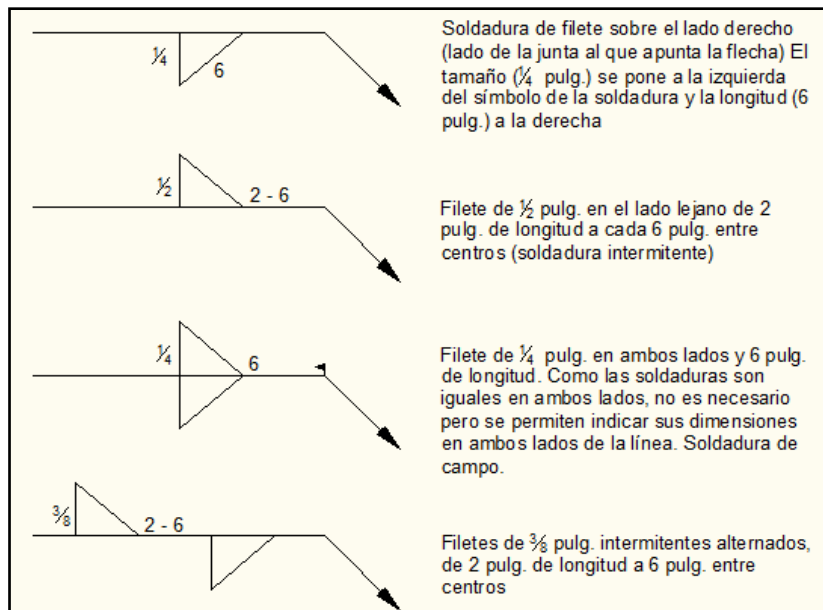
7.3.1.3 Símbolos de la soldadura.- La figura 7.13 presenta el método de identificación de soldaduras mediante símbolos, desarrollado por la Sociedad Americana de Soldadura. Con este sistema taquigráfico se da toda la información necesaria en unas cuantas líneas y números.



FUENTE: (MEDINA CÉSAR, 2011, p. 12) [6]

Figura 7.13: (Método AWS de identificación de soldaduras)

La estructura total que compone el Nuevo Auditorio será diseñada con soldadura de filete, por esta razón se presenta a continuación ejemplos de simbología para este tipo de soldadura.



FUENTE: (Mc CORMAC, 1993, p. 445) [5]

Figura 7.14: (Ejemplos de nomenclatura en el diseño de soldadura tipo filete)

7.3.1.4 Resistencia de las soldaduras.- La resistencia en un filete de soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área efectiva de la garganta de la soldadura sin tomar en cuenta la dirección de la carga.

La soldadura de tipo filete en la dirección transversal al sentido de la carga se considera más fuerte que la colocada en sentido longitudinal a la carga, ya que en sentido transversal la soldadura queda sometida a esfuerzos más uniformes, en cambio en sentido longitudinal los esfuerzos son no uniformes debido a deformaciones que varían a lo largo de su longitud.

7.3.1.5 Requisitos LRFD.- En soldaduras, el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables se dice que el material de aportación es compatible con el metal base, es decir las resistencias nominales son similares.

La resistencia de diseño de una soldadura específica que se toma como el menor de los valores: ϕF_{1w} (F_{1w} es la resistencia nominal de la soldadura), y ϕF_{1BM} (ϕF_{1BM} es la resistencia nominal del metal base).

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es $0.60F_{EXX}$ (F_{EXX} es la resistencia por clasificación del metal base), y ϕ es igual a 0.75. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base F_{BM} es F_y , y ϕ es igual a 0.90. La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es $\phi F_n A_{ns}$.

Donde:

ϕ es igual a 0.75.

F_n es igual a $0.6F_u$.

A_{ns} es el área neta sujeta a cortante.

Tabla 7.10: (Resistencia de diseño en tipos de soldaduras)

Soldaduras de filete				
Tipos de soldadura y esfuerzo	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{BM} o F_w	Nivel de resistencia requerido
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0.90	F_y	

FUENTE: (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1994, tabla J2-25, p. 6-78) [4]

El manual LRFD recomienda algunos requisitos aplicables a soldaduras, entre los más importantes se tiene los siguientes:

1. La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor a 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a $\frac{1}{4}$ de la longitud de la soldadura.

Estos tamaños mínimos no se desarrollaron con base en consideraciones de resistencia sino debido al hecho de que los materiales gruesos tienen un efecto de enfriamiento rápido en las soldaduras pequeñas; cuando esto sucede, en las soldaduras se manifiesta una pérdida de ductilidad. Además el material grueso tiende a restringir el acortamiento propio de la soldadura al enfriarse ésta y pueden, en consecuencia, aparecer grietas en los cordones.

Note que los tamaños mínimos dados en la tabla 7.11 dependen de la parte más gruesa por unirse. Independientemente del valor dado en la tabla, el tamaño mínimo no debe exceder el espesor de la parte más delgada. Sin embargo, puede ser mayor si así lo requiere la resistencia calculada.

Tabla 7.11: (Tamaños mínimos de garganta para soldaduras de filete)

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (pulg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete [a] (pulg)
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\frac{1}{4}$ hasta $\frac{1}{2}$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\frac{1}{2}$ hasta $\frac{3}{4}$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$

[a] Dimensiones de lado de los filetes. Soldadura debe ser de una sola pasada

FUENTE: (Mc CORMAC, 1993, p. 452) [5]

2. El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de $\frac{1}{4}$ pulg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso no debe ser mayor que el espesor del material menos $\frac{1}{16}$ pulg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta.

Para una placa con un espesor de $\frac{1}{4}$ pulg, o mayor conviene terminar la soldadura por lo menos a $\frac{1}{16}$ pulg. del borde para que el inspector pueda ver claramente el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.

En general la soldabilidad de un material mejora conforme el espesor de la parte para soldar decrece. El problema con el material más grueso es que las placas gruesas absorben el calor de las soldaduras más rápidamente que las placas delgadas, aún si se usan los mismos tamaños de soldadura (el problema puede solucionarse precalentando el metal para soldarse y manteniéndolo así durante el proceso de soldado).

3. La especificación J2.2b del manual LRFD establece que las soldaduras de filete deberán terminarse en los extremos o lados de las partes de los miembros. Ellas deben doblarse continuamente alrededor de las esquinas a una distancia no menor que 2 veces el tamaño nominal de la soldadura o bien terminarse a una distancia no menor que el tamaño nominal de la soldadura desde un extremo. Cuando se usan remates, estos reforzaran las soldaduras en sus puntos más esforzados inhibiendo de esta manera la formación de grietas.

Cuando se usan soldaduras de filete sobre los lados opuestos de un plano común, ellas deben interrumpirse en las esquinas que son comunes a las soldaduras.

7.3.2 Diseño de soldadura de filete.- A continuación se presenta el diseño de soldadura para la unión del elemento más crítico en la estructura que conforma la cubierta del escenario, mismo que se encuentra ubicado en la cercha metálica 1 como indica la figura 7.15.

Con el fin de uniformizar el diseño de soldaduras en todas las conexiones de los elementos metálicos que componen las cerchas metálicas de la cubierta del escenario, se realizará cuatro diseños que a continuación se detalla:

1. Cordones inferiores de las cerchas metálicas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.
2. Cordones superiores de las cerchas metálicas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.
3. Elementos diagonales, parantes y estructura de volado.
4. Conexión placas de asiento.

El cálculo de la soldadura de filete del primer diseño (cordones inferiores) se detalla a continuación:

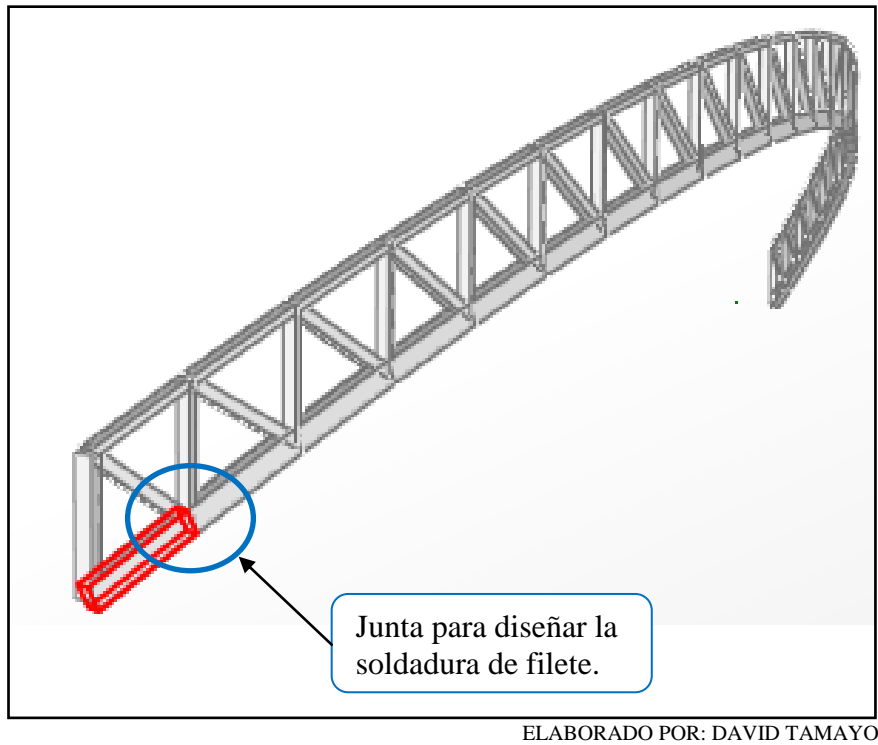


Figura 7.15: (Junta crítica para diseño de soldadura)

Para realizar el diseño se obtiene las propiedades geométricas de la perfilería metálica que será conectada por soldadura (figura 7.16).

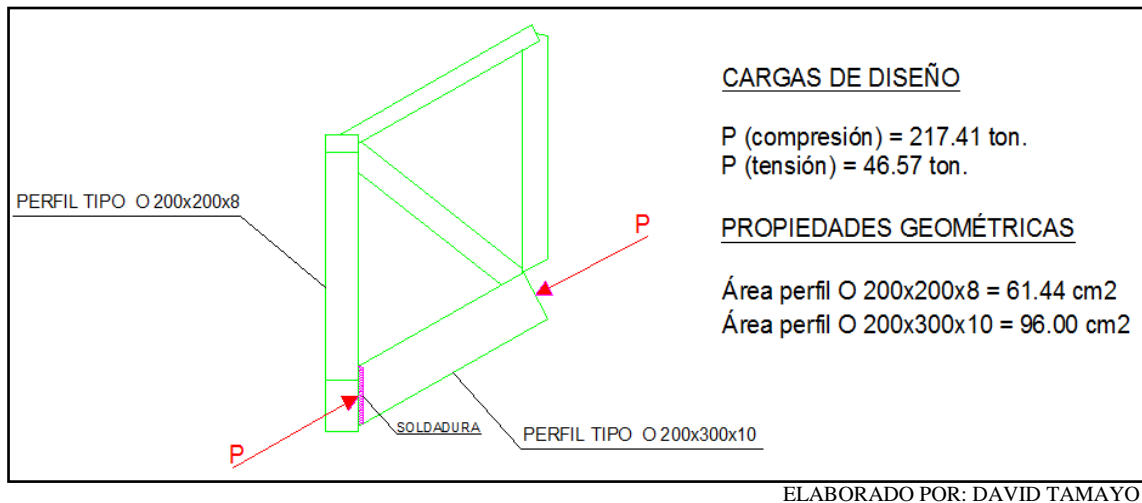


Figura 7.16: (Esquema de perfilería unida mediante soldadura)

El diseño del filete de soldadura se conformará con electrodos tipo E70 detallado en la tabla 7.12.

Tabla 7.12: (Propiedades de electrodos utilizados en soldadura de filete)

Electrodo	Punto de Cedencia F_y		Ruptura por Tensión F_u	
	ksi	kg/cm ²	ksi	kg/cm ²
E60	45	3150	60	4220
E70	50	3500	70	4920

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Las longitudes de la soldadura se escogen $\frac{1}{4}$ más cercano, ya que no cabe esperar una mayor aproximación al fabricarlas en taller o en la obra.

El diseño de la soldadura se efectuará por el método SMAW (arco metálico protegido), para ello se obtiene los siguientes datos de la soldadura de filete en base a las recomendaciones señaladas en la sección 7.3.1.5.

Primero se calcula la resistencia del perfil metálico mediante la ecuación 7.36.

$$Resistencia = \phi * F_y * A_g \quad (\text{ecuación 7.36})$$

Donde:

F_y : Punto de cedencia para el electrodo tipo E70 (tabla 7.12).

A_g : Área del perfil metálico (figura 7.15).

$$Resistencia = 0.9 * 50ksi * \left(\frac{96.00cm^2}{2.54 pu\ lg * 2.54 pu\ lg} \right) = 669.60 \ [klb]$$

Tamaño máximo de la soldadura se calcula con las recomendaciones detalladas en la sección 7.3.1.5, numeral 2 del presente capítulo.

$$e_{max} = 1/(2.54) - \frac{1}{16} = 0.33 pu\ lg = 8.00 \ [mm]$$

$$e_{min} = \frac{3}{16} = 0.19 pu\ lg = 5.00 \ [mm]$$

Se asumirá soldadura con un espesor del filete de 8.00mm.

Espesor de la garganta efectiva = $8.00\text{mm} * (0.707) = 5.66 \text{ [mm]}$

$$Capacidad = \phi * F_w = 0.75 * (0.60 * F_u) * espesor * longitud \quad (\text{ecuación 7.37})$$

Donde:

Longitud: Dimensión de todo el perímetro del perfil donde se colocará la soldadura.

F_u : Esfuerzo de ruptura por tensión (tabla 7.12).

$$Capacidad = 0.75 * (0.60 * 4920\text{kg/cm}^2) * 0.566\text{cm} * 1.00\text{cm} = 1253.12 \text{ [kg/cm]}$$

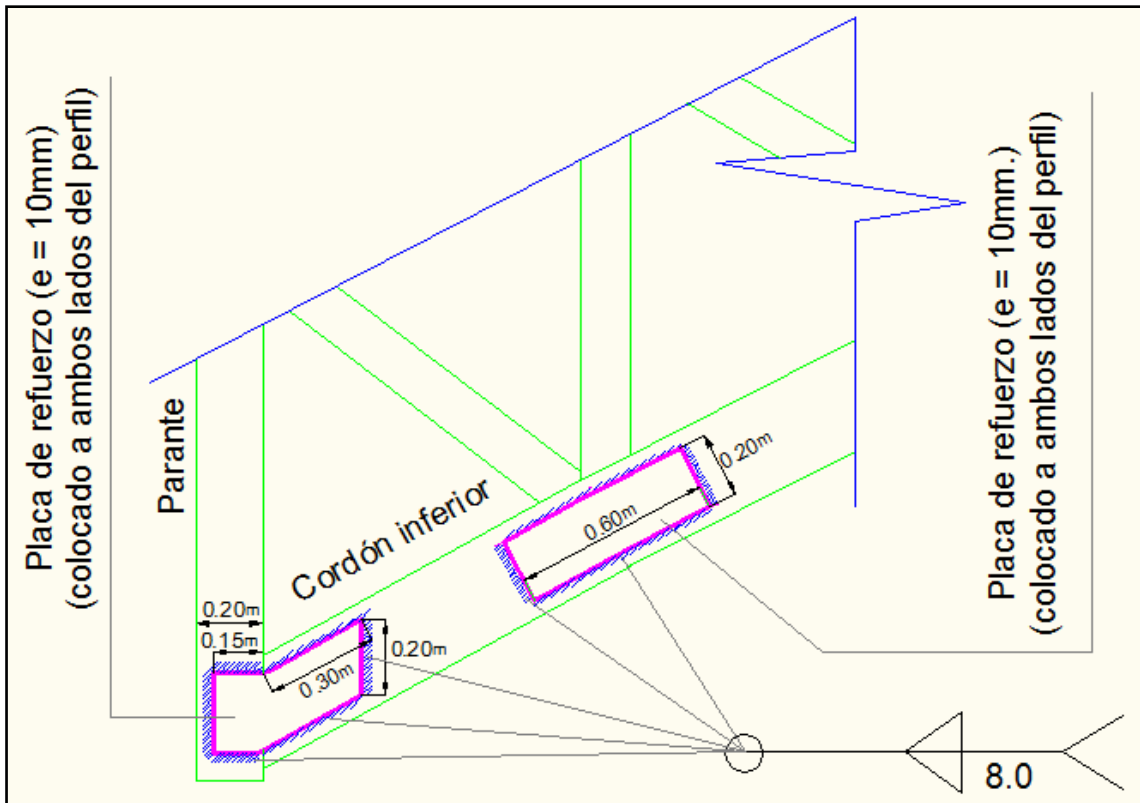
La longitud del cordón tipo filete de soldadura necesaria para resistir la carga detallada en la ecuación 7.38 es la siguiente:

$$Longitud = \frac{217.30 * 1000\text{kg}}{1253.12\text{kg/cm}} = 173.41 \text{ [cm]} \quad (\text{ecuación 7.38})$$

Longitud disponible: Perímetro del elemento metálico a unir con soldadura.

$$\begin{aligned} Perímetro(O300x200x4) &= 30.00 + 30.00 + 20.00 + 20.00 \\ Perímetro &= 100.00 \text{ [cm]} \end{aligned} \quad (\text{ecuación 7.39})$$

Debido a que la longitud de soldadura necesaria para resistir la carga (ecuación 7.38) es mayor al perímetro de unión entre los elementos (ecuación 7.39), se colocará una placa en la unión de elementos con el fin de aumentar el filete de soldadura. La solución constructiva se detalla gráficamente en la figura 7.17.



ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

Figura 7.17: (Ubicación de las placas de refuerzo)

Nota: La unión de la perfilera metálica que conforma el cordón inferior en la cercha 5 se diseñará con un cordón de filete igual a 5.00mm.

A continuación se resume en la tabla 7.13 el diseño de la soldadura de filete para las diferentes uniones de los elementos metálicos en la cubierta del escenario.

Tabla 7.13: (Diseño de soldaduras tipo filete en los elementos de unión en la cubierta del escenario)

Diseño de soldadura tipo filete (Elementos de unión en la cubierta del escenario)									
Elemento	Carga a resistir por la soldadura (t)		Espesor mínimo de filete (mm)	Espesor máximo de filete (mm)	Espesor de filete adoptado (mm)	Capacidad de la soldadura (kg/cm)	Longitud necesaria de soldadura (cm)	Longitud disponible (cm)	Detalle de colocación
	Tensión	Compresión							
Cordón superior	21,71	43,82	3	6	5	782,65	55,99	60,00	Cordón de soldadura tipo filete en los 4 lados del perfil metálico a conectar.
Elemento diagonal	34,91	6,19	3	6	4	626,12	55,76	60,00	Cordón de soldadura tipo filete en los 4 lados del perfil metálico a conectar.
Elemento parante	17,60	58,66	5	6,4	5	782,65	74,95	80,00	Cordón de soldadura tipo filete en los 4 lados del perfil metálico a conectar.
Estructura de volado y arriostramientos	0,90	1,45	3	4	3	469,59	3,09	40,00	Cordón de soldadura tipo filete en los 4 lados del perfil metálico a conectar.
Conexión placa de asiento (apoyo 1, 2, 3, 6, 7 y 8)	203,55		8	20,4	8	1252,24	162,55	246,00	Cordón de soldadura tipo filete toda la longitud de los dos lados más cortos de la soldadura.
Conexión placa de asiento (apoyo 4 y 9)	173,17		6,5	13,4	7	1095,71	158,04	226,00	Cordón de soldadura tipo filete toda la longitud de los dos lados más cortos de la soldadura.
Conexión placa de asiento (apoyo 5 y 10)	76,57		5	6,4	5	782,65	97,83	118,32	Cordón de soldadura tipo filete toda la longitud de los dos lados más cortos de la soldadura.

ELABORADO POR: DAVID TAMAYO

7.4 Referencias.-

- [1] AYALA Hugo, Planos Arquitectónicos del Nuevo Auditorio de la ESPE, Escuela Politécnica del Ejercito, Sangolquí.
- [2] Laboratorio de Suelos y Pavimentos, Escuela Politécnica del Ejercito, Sangolquí, 2005.
- [3] GUERRA Y CHACÓN (2010), Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS, 1a. ed, Quito, Ecuador.
- [4] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 2a. ed, Chicago, 1994.
- [5] Mc CORMAC (1993), Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD, 2a. ed, México D.F., México.
- [6] MEDINA CÉSAR (2011), Estructuras de Acero, Análisis Básico, 2a. ed, Quito, Ecuador.

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente capítulo se describe las conclusiones producto del análisis y diseño de todos los elementos estructurales que forman el proyecto del Nuevo Auditorio de la ESPE, así mismo las recomendaciones sugeridas por los autores del presente documento para una mayor comprensión del tema.

8.1 Conclusiones.-

1. La perfilería metálica presenta una gran versatilidad en cuanto a las diferentes formas que puede adoptar, para dar solución a un proyecto arquitectónico de gran envergadura, lo cual permite aprovechar sus características mecánicas bordeando su capacidad máxima.
2. Tanto la cubierta del escenario como la cubierta del acceso central toman una forma curva, asemejando la superficie de un cono truncado.
3. Los valores de carga asumidos para el diseño de elementos en especial las estructuras que forman las cubiertas, toma en cuenta especificaciones técnicas especiales para materiales acústicos que deberán ser utilizados en la construcción del Nuevo Auditorio.
4. Los requerimientos arquitectónicos del proyecto del Nuevo Auditorio exigen grandes luces interiores, en especial el área de escenario, plateas y graderíos, por esta razón se hizo esencial la utilización de perfiles metálicos huecos para la conformación de cerchas, vigas principales, viguetas y elementos de arriostramientos.
5. El diseño de toda la perfilería y elementos en acero estructural se realizó en base al método LRFD (Diseño por Factores de Resistencia) siguiendo

todas las especificaciones detalladas en el manual americano AISC LRFD.

6. El diseño de todos los elementos en hormigón armado se realizó en base a todas las especificaciones detalladas en el Código Ecuatoriano de la Construcción y la norma americana ACI.
7. Las cargas de viento se diseñaron en base a la normativa americana de cálculo presentada por el ASCE y la normativa mexicana para cargas de viento NTC con el fin de crear un comportamiento real de los modelos de cubiertas curvas en el escenario y acceso central.
8. La aplicación de cargas sísmicas estáticas y dinámicas en los modelos tridimensionales de cubiertas elaborados en el programa SAP 2000 trajo como consecuencia deformaciones mínimas que no afectan los elementos estructurales que sirven de asiento para dichas cubiertas.
9. La conformación de los elementos de asiento (placas y pernos de anclaje) se diseñaron con el fin de modelar una estructura lo más parecido a un apoyo articulado, este último asumido en el modelo tridimensional en el programa SAP 2000.
10. Los porcentajes de mayoración detallados en la planilla de hierros de la losa maciza en la cubierta del escenario son aproximados tomando en cuenta un promedio aritmético de los valores necesarios de acero de refuerzo (tomando en cuenta traslapes y desperdicio) para la conformación de un elemento losa con similares características.
11. Los valores de resistencia del suelo utilizados en el diseño de muros de sótano y vigas de cimentación se obtuvieron del estudio de suelos

elaborado por el Laboratorio de Suelos de la Escuela Politécnica del Ejército en el año 2005.

12. Debido a la irregularidad del proyecto del Nuevo Auditorio fue necesaria la inclusión de juntas constructivas para separar la estructura en 4 bloques claramente identificados en el capítulo 2 del presente documento.
13. Las cargas provenientes de las cubiertas en fase inicial y fase final fueron colocadas sobre las columnas, ubicando los valores más críticos en cada uno de los apoyos.

8.2 Recomendaciones.-

1. Tomar muy en cuenta los detalles constructivos especificados en los planos estructurales adjuntos en el segundo tomo del presente documento.
2. Cada plano estructural describe una sección de notas, la misma que especifica información relevante para una adecuada lectura del esquema estructural.
3. Fue necesaria la comparación del diseño efectuado en SAP 2000 y el efectuado manualmente tomando como base las normas constructivas CEC-2001, ACI 318-08 y AISC-LRFD, por lo cual se aconseja revisar el diseño manual realizado en el presente documento para ciertos elementos estructurales.
4. La construcción de la Cubierta del Escenario deberá ser efectuado desde la parte posterior (cercha metálica 5) en los apoyos 5 y 10, hacia los apoyos 1 y 6 (cercha metálica 1) y el sector de volado (ver figura 7.7).

Esto es debido a que el modelo estructural fue concebido en su diseño por 2 etapas. La primera al momento de colocar todos los elementos estructurales en el sitio correspondiente mediante grúas y andamios, dicho esto las columnas de apoyo absorben toda la carga a compresión de la cubierta en el proceso de construcción (carga muerta y peso propio). La segunda en que se ensambla la totalidad de los elementos estructurales formando un solo cuerpo (cerchas curvas, cerchas perimetrales, arriostramientos y sector de volado), dicho esto la cubierta funciona tal cual como se analizó el modelo tridimensional en el programa SAP 2000 v12.

5. Las losas de cubierta para los diferentes bloques del Nuevo Auditorio contemplan en su diseño cargas adicionales (secciones 2.5.2.1, 2.5.2.2 y 2.5.2.3), debido a que sobre estos se asentarán andamios y otros instrumentos transitorios para la construcción de la Cubierta del Escenario y la Cubierta del Acceso Central.
6. El diseño de todos los elementos estructurales que componen el Nuevo Auditorio se realizaron en base principalmente a especificaciones estipuladas en el Código Ecuatoriano de la Construcción del año 2000. Actualmente se encuentra en proceso de revisión el Nuevo Código que regirá en el país, por tal motivo es importante realizar un estudio profundo de las futuras normativas, compararlas con las que rigen actualmente especialmente en la parte sísmica, antes de iniciar la construcción del Nuevo Auditorio.