



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO

Mario David Cuté Balcarcel

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, septiembre de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE
RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

MARIO DAVID CUTÉ BALCARCEL

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

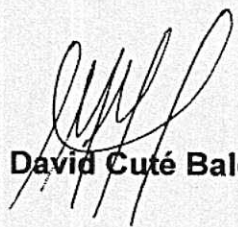
DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordoñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Luis Manuel Sandoval Mendoza
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 16 de abril 2013.


Mario David Cuté Balcarcel



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala, 15 de julio de 2014

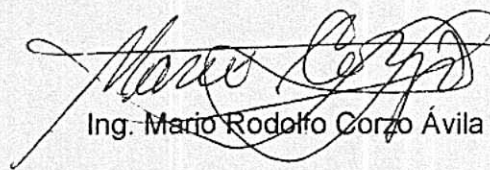
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Galindo.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO**, desarrollado por el estudiante **Mario David Cuté Balcarcel**, carné 201020479.

Considero que este trabajo ha sido desarrollado satisfactoriamente.

Atentamente su asesor,



Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2083

Jefe de Sección de Estructuras del Centro de Investigaciones de Ingeniería



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
28 de julio de 2014

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Mario David Cuté Balcarcel, con Carnet No. 201020479, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

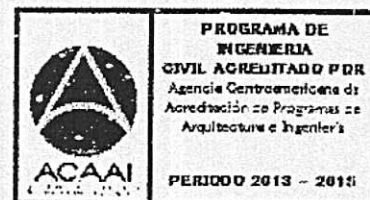

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Mario David Cuté Balcarcel, titulado **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Hugo Leonel Montenegro Franco
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, septiembre 2014.

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Ref. DTG.496-2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN ACERO DE RÓTULOS PUBLICITARIOS EN VOLADIZO**, presentado por el estudiante universitario: **Mario David Cuté Balcarcel** y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, handwritten signature in black ink, enclosed within a hand-drawn oval shape.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, septiembre de 2014



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por iluminarme cuando me invade la duda y enseñarme el camino correcto.
Mi familia	Enrique, María y Luis Cuté. Por su amor incondicional.
Mi asesor	Mario Corzo, por su espíritu de servicio, su sentido del humor y su amistad.
Mi amigo	Manuel Chavarría, por su valioso apoyo, su amistad y su buen ejemplo.
Ingeniero Matus	Por prestarme su valioso tiempo y conocimiento para realizar este trabajo de graduación.
Mis maestros	A todas las personas que me han educado desde mi infancia tanto en la academia como en la vida. Su profesión es muy noble e importante.
Mis amigos	Por prestarme su tiempo y su atención, por llenar mi vida de entusiasmo y alegría y por estar conmigo en el momento indicado.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por prestarme la vida y enseñarme a vivir.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	Por darme la oportunidad de optar a una buena educación y regalarme bonitos recuerdos.
Al Centro de Información para la Construcción (CICON)	Por ayudar a nosotros los estudiantes a convertirnos en profesionales.
Mi familia	Mis padres, hermano, tíos, primos y abuelos. Por darme su ejemplo y su apoyo.
Familia Echeverría	Por brindarnos una amistad sincera y apoyo incondicional.
Mis amigos del colegio	Andrés Picado, Carlos Caal, David Santizo, Diego Cruz, Hugo Díaz, Juan Rodas, Julio Morales, Leslie Cáceres y Manuel Vásquez.
Mis amigos de la universidad	Charli Calderón, Cristhian Valle, David Mejía, Fernanda Ramírez, Henry Aba, Jesús Moreno, Jorge Recinos, Joshua Matus, Josué Chic, Marco Escalante, Mario Corado y Narda Pacay.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIX
GLOSARIO	XXI
RESUMEN.....	XXVII
OBJETIVOS.....	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS	1
1.1. Generalidades del acero estructural en la construcción	1
1.1.1. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural.....	1
1.1.2. Perfiles de acero.....	4
1.1.3. Perfiles de lámina delgada de acero doblados en frío	6
1.2. Aceros estructurales modernos	7
1.2.1. Aceros de carbono.....	8
1.2.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación.....	9
1.2.3. Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica	9
1.2.4. Aceros templados y revenidos.....	10
1.3. Introducción a las estructuras metálicas.....	12
1.3.1. Características de las estructuras metálicas.....	12
1.3.1.1. Ventajas.....	12
1.3.1.2. Desventajas.....	14

1.3.2.	Especificaciones.....	15
1.4.	Diseño de estructuras metálicas	16
1.4.1.	Objetivos del diseño de una estructura metálica	17
1.4.2.	Diseño de estructuras metálicas con esfuerzos admisibles (ASD).....	18
1.4.3.	Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD).....	19
1.4.4.	Factores de carga para el método de diseño por esfuerzos admisibles.....	21
1.4.4.1.	Combinaciones de carga básicas.....	21
1.4.4.2.	Combinaciones de carga básicas alternas.....	22
1.5.	Características generales de los rótulos publicitarios en acero	24
1.5.1.	Ubicación e importancia	24
1.5.2.	Partes de un rótulo publicitario	25
1.5.3.	Geometría del rótulo.....	29
1.5.4.	Proyecto de un rótulo publicitario	32
1.5.4.1.	Fabricación.....	33
1.5.4.2.	Transporte.....	34
1.5.4.3.	Montaje.....	35
1.6.	Regularización de los rótulos	37
1.6.1.	Requisitos.....	38
1.6.2.	Prohibiciones.....	40
1.7.	Fallas reportadas de los rótulos publicitarios	41
2.	CARGAS EN LOS RÓTULOS PUBLICITARIOS	45
2.1.	Carga muerta	45
2.1.1.	Aspectos generales.....	45

2.2.	Carga viva	50
2.2.1.	Aspectos generales	50
2.2.2.	Valor de la carga viva	51
2.2.2.1.	Plataforma tipo 1.....	51
2.2.2.2.	Plataforma tipo 2.....	52
2.3.	Carga por viento	53
2.3.1.	Aspectos generales	54
2.3.2.	Características del viento en Guatemala	57
2.3.3.	Datos de viento para el departamento de Guatemala	57
2.3.4.	Diseño por viento según código UBC de 1997	59
2.3.4.1.	Generalidades	59
2.3.4.2.	Presiones de diseño de viento.....	59
2.3.4.3.	Velocidad básica del viento	60
2.3.4.4.	Presión de remanso del viento (qs)	61
2.3.4.5.	Exposición	61
2.3.4.6.	Estructuras y sistemas primarios	62
2.3.4.7.	Método 1 (método de la fuerza normal)	63
2.3.4.8.	Método 2 (método de área proyectada).....	63
2.3.4.9.	Categorías de destinos.....	65
2.3.4.10.	Determinación del valor de la carga por viento para un rótulo publicitario.....	65
2.3.4.10.1.	Determinación de los factores de viento	66
2.4.	Carga sísmica.....	69

2.4.1.	Aspectos generales	69
2.4.2.	Introducción a la sismología	70
2.4.2.1.	Sismología.....	70
2.4.2.2.	Magnitud de los sismos	71
	2.4.2.2.1. Escala de Richter	71
	2.4.2.2.2. Escala de Mercalli	72
2.4.2.3.	Características sísmicas de Guatemala.....	75
2.4.3.	Procedimiento de diseño por sismo	77
2.4.4.	Diseño por sismo con el método estático equivalente del código UBC de 1997	78
2.4.4.1.	Categorías de diseño	79
2.4.4.2.	Geología y características del suelo del lugar	79
2.4.4.3.	Sistemas estructurales	80
2.4.4.4.	Procedimiento de diseño con el método de fuerza estática	80
	2.4.4.4.1. Esfuerzo de corte basal para diseño.....	81
	2.4.4.4.2. Período de la estructura	82
	2.4.4.4.3. Factores sísmicos	82
	2.4.4.4.4. Coeficientes de respuesta sísmica	85
	2.4.4.4.5. Factores de amplificación	86
2.4.4.5.	Determinación del valor de la carga sísmica para un rótulo publicitario	87

	2.4.4.5.1.	Determinación de los factores sísmicos.....	88
3.		ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE RÓTULOS PUBLICITARIOS	93
	3.1.	Descripción general del procedimiento.....	93
	3.2.	Prediseño	95
	3.3.	Análisis por carga muerta.....	97
	3.3.1.	Introducción	98
	3.3.2.	Estructura del panel.....	98
	3.3.3.	Plataforma tipo 1.....	99
	3.3.4.	Plataforma tipo 2.....	101
	3.3.5.	Contravientos y marcos	103
	3.3.6.	Contravientos.....	104
	3.3.7.	Marcos.....	106
	3.3.8.	Viga	109
	3.3.9.	Columna	111
	3.4.	Análisis por carga viva.....	113
	3.4.1.	Introducción	113
	3.4.2.	Plataforma tipo 1.....	114
	3.4.3.	Plataforma tipo 2.....	115
	3.4.4.	Contravientos.....	117
	3.4.5.	Marcos.....	119
	3.4.6.	Viga	121
	3.4.7.	Columna	123
	3.5.	Análisis por carga de viento.....	124
	3.5.1.	Introducción	124
	3.5.2.	Estructura del panel.....	124
	3.5.2.1.	Tubo horizontal.....	125
	3.5.3.	Estructuras rigidizantes y contravientos	126

3.5.4.	Estructuras rigidizantes	128
3.5.5.	Contravientos	130
3.5.6.	Viga	132
3.5.7.	Columna	134
3.6.	Análisis por carga sísmica.....	136
3.6.1.	Introducción.....	136
3.6.2.	Columna.....	136
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE RÓTULOS PUBLICITARIOS	139
4.1.	Introducción.....	139
4.2.	Compendio de los métodos de diseño de estructuras metálicas	139
4.2.1.	Diseño por compresión	140
4.2.2.	Diseño por tensión	142
4.2.3.	Diseño por flexión en un eje.....	142
4.2.4.	Diseño por flexión biaxial.....	144
4.2.5.	Diseño por flexión y compresión simultáneas (vigas-columnas)	145
4.3.	Diseño de la estructura del panel	147
4.3.1.	Procedimiento de diseño	147
4.3.2.	Solución.....	149
4.4.	Diseño de los contravientos	150
4.4.1.	Procedimiento de diseño	150
4.4.2.	Solución.....	157
4.5.	Diseño de los marcos.....	158
4.5.1.	Procedimiento de diseño	158
4.5.2.	Solución.....	162
4.6.	Diseño de las estructuras rigidizantes.....	162
4.6.1.	Procedimiento de diseño	163

4.6.2.	Solución	167
4.7.	Diseño de plataforma tipo 1	167
4.7.1.	Procedimiento de diseño	167
4.7.2.	Solución	169
4.8.	Diseño de plataforma tipo 2	169
4.8.1.	Procedimiento de diseño	170
4.8.2.	Solución	171
4.9.	Diseño de viga	172
4.9.1.	Procedimiento de diseño	172
4.9.2.	Solución	176
4.10.	Diseño de columna	176
4.10.1.	Procedimiento de diseño	176
4.10.1.1.	Diseño de la primera sección de la columna (desde la base hasta la mitad)	179
4.10.1.2.	Diseño de la segunda sección de la columna (desde la mitad hasta la unión con la viga)	183
4.10.2.	Solución	186
4.11.	Diseño de la unión de la estructura del panel a la viga	186
4.11.1.	Procedimiento de diseño	186
4.11.1.1.	Diseño de la platina de unión	190
4.11.1.2.	Diseño de la soldadura	193
4.11.2.	Solución	197
4.12.	Diseño de unión de viga a columna	197
4.12.1.	Procedimiento de diseño	198
4.12.1.1.	Diseño de los pernos	199
4.12.1.2.	Diseño de la platina de unión	203
4.12.1.3.	Chequeo de la soldadura	205

4.12.2.	Ejemplo	209
4.12.2.1.	Muestra de cálculo	210
4.12.2.1.1.	Diseño de los pernos	211
4.12.2.1.2.	Diseño de la platina de unión	214
4.12.2.1.3.	Diseño de la soldadura	215
4.12.2.2.	Solución.....	216
4.13.	Diseño de la unión de ambas secciones de la columna.....	217
4.13.1.	Procedimiento de diseño	218
4.13.2.	Ejemplo	221
4.13.2.1.	Muestra de cálculo	222
4.13.2.2.	Solución.....	225
4.14.	Diseño de placa de base de la columna.....	225
4.14.1.	Análisis de placas de base circulares con grandes cargas excéntricas.....	226
4.14.2.	Ejemplo	232
4.14.2.1.	Muestra de cálculo	234
4.14.2.2.	Solución.....	241
5.	CIMENTACIONES PARA RÓTULOS PUBLICITARIOS	243
5.1.	Introducción.....	243
5.2.	Características de los pilotes	244
5.3.	Tipos de pilotes y sus características estructurales	246
5.3.1.	Pilotes de acero.....	246
5.3.2.	Pilotes de concreto.....	247
5.3.3.	Pilotes de madera	249
5.3.4.	Pilotes compuestos	250

5.4.	Pilas perforadas.....	251
5.4.1.	Tipos de pilas perforadas	254
5.4.2.	Estimación de la capacidad de soporte de carga.....	255
5.4.3.	Estimación de la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas en suelo granular (arena).....	257
5.4.3.1.	Estimación de Q_p	257
5.4.3.2.	Estimación de Q_s	262
5.4.3.3.	Carga neta permisible, $Q_{perm. (neta)}$	264
5.4.4.	Estimación de la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas en suelo cohesivo (arcilla)	265
5.4.5.	Capacidad de soporte de carga lateral: método de la carga y del momento característico	267
5.4.5.1.	Deflexión debida a la carga Q_g aplicada a la línea del terreno.....	269
5.4.5.2.	Deflexión debida al momento M_g aplicado en la línea del terreno.....	270
5.4.5.3.	Deflexión debida a una carga aplicada arriba de la línea del terreno	271
5.4.5.4.	Momento máximo en una pila perforada debido sólo a carga en la línea del terreno	273

5.4.5.5.	Momento máximo debido a una carga y un momento en la línea del terreno	273
5.5.	Ejemplo	276
5.5.1.	Análisis de la carga lateral del pilote	278
5.5.2.	Análisis de la carga permisible del suelo.....	285
5.5.3.	Diseño de la pila perforada utilizando concreto reforzado	287
5.5.3.1.	Diseño del refuerzo longitudinal	288
5.5.3.1.1.	Muestra de cálculo	288
5.5.3.1.2.	Solución	293
5.5.3.2.	Diseño del refuerzo transversal.....	293
5.5.3.2.1.	Muestra de cálculo	294
5.5.3.2.2.	Solución	297
5.5.3.3.	Refuerzo por cortante.....	298
5.5.3.3.1.	Muestra de cálculo	298
5.5.3.3.2.	Solución	300
CONCLUSIONES.....		301
RECOMENDACIONES		303
BIBLIOGRAFÍA.....		307
APÉNDICES.....		309

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Diagrama típico de esfuerzo-deformación para el acero.....	3
2.	Perfiles metálicos comunes.....	6
3.	Perfiles metálicos C laminados en frío	7
4.	Partes de un rótulo publicitario	29
5.	Rótulo monopolar tipo 1	31
6.	Rótulo monopolar tipo 2	32
7.	Empalme tipo de una columna de un rótulo	35
8.	Instalación en acción de un rótulo.....	37
9.	Rótulo fallado en la ciudad de Guatemala.....	42
10.	Geometría del rótulo observado en Palín, Escuintla	43
11.	Rótulo fallado en Palín	44
12.	Velocidad mensual promedio del viento (km/h).....	58
13.	Mapa de zonificación por viento para la República de Guatemala.....	60
14.	Efecto del sismo en un rótulo en voladizo	69
15.	Sismógrafo en funcionamiento	74
16.	Características tectónicas de Guatemala.....	76
17.	Fallas geológicas de Guatemala	76
18.	Fallas del departamento de Guatemala	77
19.	Espectros de respuesta de diseño en base al UBC	87
20.	Espectro de diseño del rótulo.....	92
21.	Esfuerzos en la estructura del panel debidos a la carga muerta.....	100
22.	Esfuerzos en la plataforma 1 debidos a la carga muerta	101
23.	Esfuerzos en la plataforma 2 debidos a la carga muerta	102

24.	Distribución de los contravientos y marcos en la estructura del panel.....	103
25.	Esfuerzos en los contravientos debidos a la carga muerta.....	106
26.	Esfuerzos de los marcos debidos a la carga muerta	108
27.	Esfuerzos en la viga debidos a la carga muerta	111
28.	Esfuerzos en la columna debidos a la carga muerta	112
29.	Esfuerzos en la plataforma 1 debidos a la carga viva.....	115
30.	Esfuerzos en la plataforma 2 debidos a la carga viva.....	117
31.	Esfuerzos en los contravientos debidos a la carga viva.....	118
32.	Esfuerzos en los marcos debidos a la carga viva	120
33.	Esfuerzos sobre la viga debidos a la carga viva	122
34.	Esfuerzos en la columna debidos a la carga viva	123
35.	Esfuerzos en la estructura del panel debidos a la carga de viento.....	126
36.	Distribución de las estructuras rigidizantes en la estructura del panel.....	127
37.	Esfuerzos en la estructura rigidizante debidos a la carga de viento.....	129
38.	Esfuerzos en los contravientos debidos al viento actuando en la dirección positiva	131
39.	Esfuerzos en los contravientos debidos al viento actuando en la dirección negativa	132
40.	Esfuerzos en la viga debidos a la carga de viento	134
41.	Esfuerzos en la columna debidos a la carga de viento	135
42.	Esfuerzos en la columna debidos a la carga sísmica	138
43.	Interacción de las cargas sobre un elemento horizontal del panel.....	148
44.	Cargas actuantes sobre los contravientos del rótulo	151
45.	Cargas actuantes sobre los marcos.....	159
46.	Acción de las cargas sobre la viga.....	173
47.	Acción de las cargas sobre la columna.....	177

48.	Cargas actuantes en la unión de la estructura del panel con la viga.....	187
49.	Diagrama de cuerpo libre de la unión de la estructura del panel a la viga.....	189
50.	Sección esforzada de la platina de unión.....	190
51.	Detalle de la soldadura en la unión estructura panel a viga	194
52.	Detalle de unión de viga con columna vista en planta.....	198
53.	Detalle de unión de viga con columna vista en elevación	199
54.	Fuerza total sobre un tornillo por fuerza de corte y momento de torsión.....	201
55.	Platina con tornillos bajo corte	202
56.	Sección crítica de la platina bajo flexión.....	204
57.	Puntos críticos en una soldadura	207
58.	Distribución de los pernos en la unión de la viga con la columna.	211
59.	Características de un empalme de una columna hueca circular	217
60.	Vista en planta del empalme de la columna del rótulo	223
61.	Vistas en planta y elevación de una placa de base circular	227
62.	Vista en planta de la placa de base circular para la columna del rótulo.....	234
63.	Capacidad y funcionamiento de los pilotes	245
64.	Instalación de pilotes de acero en un medio saturado	247
65.	Refuerzo de un pilote de concreto colado <i>in situ</i>	248
66.	Pilotes de concreto prefabricado	249
67.	Superestructura soportada por pilotes de madera	250
68.	Proyecto con cimentación de pilas perforadas.....	253
69.	Tipos de pilas perforadas	255
70.	Capacidad de carga última de pilas perforadas	257
71.	Variación de w con L / D_b	262
72.	Variación de la resistencia de punta con la profundidad.	264

73.	Variación de $E_s / 3c_u$ con c_u / p_a	267
74.	Variación de Q_g / Q_c y M_g / M_c con la relación x_o / D_s , para arcilla.....	269
75.	Variación de Q_g / Q_c y M_g / M_c con la relación x_o / D_s , para arena.....	270
76.	Efectos de la carga lateral y el momento en la base.....	271
77.	Procedimiento para determinar la deflexión en la base por superposición.....	272
78.	Variación de Q_g / Q_c con M_{max} / M_c	275
79.	Variación de A_m y B_m , con z / T	275
80.	Sección provisional de la pila para la cimentación del rótulo	290
81.	Diagrama de interacción con el punto indicado correspondiente a los esfuerzos calculados.	292

TABLAS

I.	Esfuerzo de fluencia y esfuerzo último para aceros designados por la ASTM.....	10
II.	Características de rótulo monopolar tipo uno	30
III.	Características de rótulo monopolar tipo 2	31
IV.	Valores de diseño de materiales según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF).....	47
V.	Valores de diseño de materiales según el Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC).....	49
VI.	Integración de la carga viva para una plataforma tipo 1	52
VII.	Integración de la carga viva para una plataforma tipo 2	53
VIII.	Escala de Beaufort	56
IX.	Velocidad promedio del viento mensual y anual con base en datos del INSIVUMEH	58

X.	Presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros (33 pies).....	61
XI.	Coeficientes de presión c_q	63
XII.	Coeficiente combinado de altura, exposición y factor de ráfaga, c_e	64
XIII.	Escala de Richter.....	72
XIV.	Escala de Mercalli modificada.....	73
XV.	Tipo de perfil de suelo.....	79
XVI.	Factor de zona sísmica para distintas ubicaciones.....	83
XVII.	Factor de cercanía a la fuente, N_a	83
XVIII.	Factor de cercanía a la fuente, N_v	84
XIX.	Tipo de lugar de origen del sismo.....	84
XX.	Coeficiente sísmico C_a	85
XXI.	Coeficiente sísmico C_v	86
XXII.	Valores del espectro de diseño del rótulo en cuestión.....	91
XXIII.	Integración del peso del rótulo en base al prediseño.....	96
XXIV.	Integración del peso sobre los contravientos.....	105
XXV.	Cargas concentradas en la viga en los puntos indicados.....	109
XXVI.	Integración del peso sobre la columna.....	112
XXVII.	Integración de la carga viva en la plataforma 1.....	114
XXVIII.	Integración de la carga viva en la plataforma 2.....	116
XXIX.	Integración de la carga viva sobre la viga.....	121
XXX.	Integración de la carga de viento sobre las estructuras rigidizantes.....	128
XXXI.	Integración de la carga de viento en la dirección positiva.....	130
XXXII.	Integración de la carga de viento en la dirección negativa.....	131
XXXIII.	Integración de la carga de viento sobre la viga en los puntos indicados.....	133
XXXIV.	Distribución de la carga de sismo en la columna del rótulo.....	138

XXXV.	Esfuerzos máximos en la parte más crítica del elemento horizontal.....	148
XXXVI.	Perfil elegido para la estructura del panel.....	150
XXXVII.	Fuerzas internas en el contraviento provocadas por las cargas actuantes.....	152
XXXVIII.	Perfil propuesto para los contravientos.....	154
XXXIX.	Elementos con los esfuerzos más críticos en el marco	159
XL.	Perfil propuesto para los marcos	161
XLI.	Integración de la carga de viento para las estructuras rigidizantes.....	163
XLII.	Perfil propuesto para las estructuras rigidizantes	165
XLIII.	Integración de las cargas para la plataforma 1	168
XLIV.	Perfil elegido para fabricar las plataformas tipo 1	169
XLV.	Integración de las cargas para la plataforma 2	170
XLVI.	Perfil adecuado para fabricar la plataforma tipo 2.....	171
XLVII.	Esfuerzos que controlan el diseño de la viga.....	173
XLVIII.	Características del perfil propuesto para utilizar para la viga.....	174
XLIX.	Características del segundo perfil propuesto para utilizar para la viga.....	175
L.	Esfuerzos máximos en la base de la columna.....	178
LI.	Esfuerzos máximos en la mitad de la columna.....	179
LII.	Sección propuesta para la primera parte de la columna.....	180
LIII.	Sección propuesta para la segunda parte de la columna	183
LIV.	Carga muerta en la unión estructura del panel y viga	188
LV.	Carga viva en la unión estructura del panel y viga.....	188
LVI.	Carga de viento en la unión estructura del panel y viga	188
LVII.	Sumatoria de fuerzas utilizando la combinación de cargas	189
LVIII.	Cálculo de la tensión en cada perno en la unión viga a columna	212

LIX.	Variaciones de distintos factores en función del ángulo de fricción del suelo.....	260
LX.	Variación de Nq^* en función de ϕ' (grados)	261
LXI.	Variación del coeficiente (L / D_s) min para arcilla y arena	274
LXII.	Esfuerzos que actúan sobre la pila	276
LXIII.	Variación del momento sobre la pila con la profundidad.....	284

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
As	Área de acero de refuerzo en la sección de la pila o área total de tornillos en una unión
Asp	Área de acero de una varilla del refuerzo transversal
dc	Ancho del núcleo confinado en una columna de concreto
Ash	Área total de refuerzo transversal colocado dentro del espaciamiento
R	Carga de lluvia
F	Carga de peso o presión de fluidos
S	Carga de nieve o de escarcha
E	Carga de sismo
T	Carga de temperatura y variación de volumen y longitud
W	Carga de viento
D	Carga muerta
U	Carga última calculada con las combinaciones de carga
cu	Cohesión no drenada del suelo
ρ	Cuantía del refuerzo en una sección de concreto o cuantía volumétrica de la espiral de la pila
Ds	Diámetro de la pila
Db	Diámetro de la varilla de refuerzo

d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
Fa	Esfuerzo admisible de compresión en elementos de acero
Fb	Esfuerzo admisible de flexión en elementos de acero
s	Espaciamiento del refuerzo transversal
Φ	Factor de reducción de resistencia
P	Fuerza axial
V	Fuerza de corte
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
M	Momento actuante
n	Relación modular entre el concreto y el acero o número de tornillos en una unión
f'c	Resistencia especificada a compresión del concreto
fy	Resistencia especificada a la fluencia del acero

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción con Acero).
Análisis estructural	Estudio que trata de la integración de las cargas que afectan a una estructura y la determinación de las reacciones y esfuerzos internos que provocan dichas cargas a la estructura.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales).
Cargas	Fuerzas concentradas, linealmente distribuidas o uniformemente distribuidas en un área, que tienen distinta naturaleza como: peso propio de la estructura, pesos por ocupación (vehículos, muebles o personas), viento, sismo, lluvia, nieve, entre otros.
Carga lateral	Fuerza que se aplica normalmente a la sección transversal de un elemento.

Carga mayorada	Carga que es multiplicada por un factor, dando siempre un incremento a la carga original.
Carga muerta	Carga provocada por elementos estáticos y el peso propio de una estructura.
Carga normal	Fuerza que se aplica normalmente a la sección transversal de un elemento.
Carga por sismo	Carga que actúa sobre una estructura y es proporcional a un factor de incidencia del sismo y al peso propio del sistema.
Carga por viento	Carga que actúa sobre una estructura y está definida por la velocidad del viento y la forma de la estructura sobre la que incide.
Cargas temporales	Cargas provocadas por la ocupación de personas o elementos móviles sobre una estructura.
Cimentación	Parte fundamental de un sistema que se encarga de transmitir las cargas de la estructura hacia el suelo, de una forma segura.
Columna	Elemento que se encarga mayormente de resistir esfuerzos normales.

Creosota	Producto que consiste en una mezcla de compuestos destilados del alquitrán de hulla y que se utiliza como barniz para proteger la madera de la humedad.
Diseño estructural	Es el proceso de elegir un elemento con el material y la geometría adecuada para resistir los esfuerzos determinados a través de un análisis estructural previo.
Esfuerzo axial	Es el esfuerzo interno en un elemento provocado por fuerzas normales a la sección del mismo, y consiste en fuerzas reactivas paralelas a la carga aplicada.
Esfuerzo cortante	Es el esfuerzo interno en un elemento que consiste en una serie de tensiones paralelas que desplazan dos secciones paralelas continuas de dicho elemento, en sentidos opuestos.
Esfuerzo flexionante	Es el esfuerzo interno en un elemento provocado por momentos, y consiste en fuerzas que varían de compresión a tensión a lo largo de la sección transversal del miembro.
Esfuerzo último	Es el esfuerzo máximo admisible para un elemento bajo un tipo de esfuerzo específico, determinado a través de la realización de ensayos y la observación del comportamiento de las estructuras en eventos anteriores.

Estructura metálica	Tipo de sistema constructivo fabricado principalmente a base de acero.
Lámina desplegada	Tipo de lámina utilizada para hacer cerramientos o utilizarla como plataforma. El distintivo de este tipo de lámina es que tiene perforaciones de forma poligonal.
Método ASD	Método de diseño que consiste en utilizar las cargas actuantes en un elemento sin factorar y restringir la resistencia del elemento por medio de factores.
Método LRFD	Método de diseño que consiste en aumentar el valor de las cargas actuantes con factores y reducir la resistencia del elemento con factores.
Módulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria de un elemento de un material específico antes de alcanzar el esfuerzo proporcional.
Perno	También se conoce como tornillo y es una fijación que resiste esfuerzos normales, de corte y de momento.
Pila perforada	Elemento de concreto que funciona como cimentación en casos especiales y se funde en el suelo posterior a una perforación con el diámetro adecuado.

Pilote	Elemento que funciona como cimentación en casos especiales y se ancla en el suelo. Puede estar fabricado con metal, madera o concreto.
Platina	Placa metálica utilizada para unir distintos elementos metálicos por medio de conexiones soldadas o atornilladas.
Prediseño	Es la estimación de la geometría y el tipo de piezas que conforman una estructura, determinadas con la finalidad de obtener un valor inicial de la carga muerta e iniciar la distribución e integración de las demás cargas.
Resistencia	Característica mecánica de un cuerpo que le permite soportar esfuerzos sin llegar a la falla.
Rigidez	Característica mecánica de un cuerpo que le permite soportar esfuerzos sin que le provoquen grandes deformaciones.
Rótulo publicitario	Estructura que se erige sobre una o varias columnas que soportan un panel, sobre el cual se coloca un anuncio publicitario.
UBC	Uniform Building Code (Código Uniforme de la Edificación).
Viga	Elemento que se encarga mayormente de resistir esfuerzos flexionantes.

RESUMEN

Los rótulos publicitarios no suplen un servicio esencial o necesario para las personas, por lo que su ocupación es esporádica y su colapso no pone en riesgo a los ocupantes de dicha estructura; sin embargo, se ubican en zonas urbanas, rodeados de viviendas o edificios importantes o alrededor de vías públicas transitadas por vehículos y personas, por lo que su colapso pondría en riesgo a los individuos que transiten o permanezcan cerca de ellos. Por las razones presentadas es necesario que los rótulos publicitarios sean diseñados y fabricados correctamente para evitar cualquier percance como consecuencia de su colapso.

En el presente trabajo se realizó una metodología para el diseño de un rótulo publicitario en acero, partiendo desde los conceptos básicos de las estructuras metálicas y las cargas, pasando por el análisis y diseño de la estructura y la cimentación del sistema, hasta obtener los planos estructurales del rótulo.

El procedimiento presentado a lo largo de este trabajo, se basa en los conocimientos de la resistencia de los materiales, códigos de diseño para la determinación de las cargas, la observación de proyectos de rótulos publicitarios y estructuras metálicas, los criterios de diseño brindados por el código AISC y literatura referente a las cimentaciones.

OBJETIVOS

General

Brindar una metodología útil y correcta para el análisis y diseño en acero de rótulos publicitarios en voladizo, ubicados en la ciudad de Guatemala.

Específicos

1. Presentar una forma simplificada para determinar e integrar las distintas cargas para un rótulo publicitario.
2. Trazar los diagramas de fuerza normal, corte y momento de cada uno de los elementos del rótulo, a partir de los resultados del análisis estructural.
3. Desarrollar el diseño en acero de cada uno de los elementos del rótulo publicitario, incluyendo las conexiones y el anclaje de la columna a la cimentación.
4. Plantear las distintas clases de cimentaciones que se pueden utilizar para un rótulo publicitario.
5. Realizar el diseño de una pila perforada fundida en un suelo cohesivo, para un rótulo publicitario.

INTRODUCCIÓN

El diseño estructural busca definir estructuras funcionales y seguras, a modo de proteger la integridad de los usuarios o demás individuos que se vean afectados directa e indirectamente por el colapso de una estructura. El diseño de los rótulos publicitarios en acero se debe de realizar basándose en los criterios adecuados, para que las personas y los inmuebles aledaños corran el menor riesgo posible y también que los comerciantes dueños del rótulo publicitario no pierdan la inversión utilizada en la fabricación e instalación del mismo.

Debido a la geometría y las características de este tipo de estructuras, se definió que los tipos de cargas que tienen más incidencia en los rótulos, son las cargas muertas, vivas, de viento y de sismo. En este trabajo se ejecutó el análisis integrando cada una de estas cargas y luego se definieron los esfuerzos máximos que se provocaron en la estructura para realizar el diseño en acero correspondiente.

El diseño en acero se plasmó con base en el código del Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC por sus siglas en inglés), utilizando el método de los esfuerzos admisibles. El diseño de la cimentación se realizó considerando el tipo de suelo con la menor calidad posible, por lo que fue necesario utilizar una pila perforada y así exponer la forma en que se diseñan este tipo de cimentaciones. Finalmente, se realizaron los planos estructurales de toda la estructura.

Con este trabajo, se obtiene un material útil para realizar el diseño de este tipo de estructuras en la ciudad de Guatemala, y brindar conceptos útiles para el diseño de estructuras similares y con ubicaciones distintas.

1. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

1.1. Generalidades del acero estructural en la construcción

El acero tiene características físicas y mecánicas muy especiales, que lo hacen ser un material indispensable en la construcción. En esta sección se hace una breve descripción del comportamiento de este material bajo esfuerzo y las formas estándar en las que se fabrica el acero estructural.

1.1.1. Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural

Para entender el comportamiento de las estructuras metálicas es necesario conocer la forma en que se comporta el material con el que se diseña. Los diagramas de esfuerzo-deformación ofrecen la información clave sobre el desempeño de un material bajo una situación particular.

Si una pieza de acero estructural dúctil se somete a una fuerza de tensión, esta comenzará a alargarse. Si se incrementa la fuerza a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará constantemente dentro de ciertos límites; a la relación que existe entre el cambio de esfuerzo y el cambio de deformación unitaria en este rango proporcional, se le denomina módulo de elasticidad.

El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina límite proporcional. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama límite elástico. Debido a que la diferencia entre el límite elástico y el límite de proporcionalidad es muy

pequeña, se opta por utilizar el término límite elástico proporcional para definir este punto.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en la deformación sin un incremento en el esfuerzo se denomina esfuerzo de fluencia. El esfuerzo de fluencia resulta ser la propiedad más significativa del acero, porque muchos procedimientos de diseño se basan en este valor.

Una propiedad muy importante de una estructura que no se ha esforzado más allá de su punto de fluencia, es que esta recobrará su longitud original cuando se suprimen las cargas. Si se esfuerza más allá de ese punto recuperará solo parte de su longitud inicial.

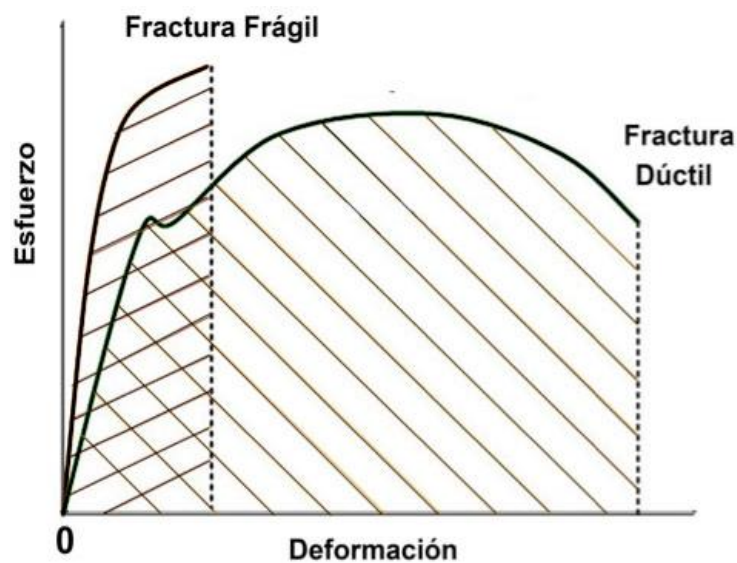
La fluencia del acero puede parecer una seria desventaja, pero en realidad es una característica muy útil; previene la falla de una estructura debida a omisiones o errores en el diseño. Si existe una concentración de esfuerzos en una estructura, en esta sección el acero se deformará y alcanzará el esfuerzo de fluencia, fluirá localmente sin incremento en el esfuerzo, y permitirá que se redistribuyan los esfuerzos, evitando así una falla prematura.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada endurecimiento por deformación, en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores. Esta porción del diagrama esfuerzo-deformación no se considera durante el diseño porque las deformaciones que se alcanzan hacia esta zona, son muy grandes y el estado límite que se considera, que es el punto de fluencia, se presenta mucho antes.

La curva esfuerzo-deformación en la siguiente figura expone el rango de comportamiento dúctil y frágil. El acero tiene el mismo comportamiento tanto a

tensión como a compresión, aunque generalmente la resistencia a compresión suele ser menor que la de tensión, porque los miembros esbeltos sujetos a compresión tienden a flexionarse lateralmente y ocurre una falla prematura por los momentos que se generan. La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo de acero y con la temperatura. La figura 1 es únicamente esquemática porque este tipo de gráfica es única para cada tipo específico de acero.

Figura 1. Diagrama típico de esfuerzo-deformación para el acero



Fuente: MACCORMAC, Jack. *Diseño de estructuras metálicas método ASD*. p. 12.

El acero es una aleación que está compuesta principalmente de hierro (más del 98 por ciento). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos, dependiendo del uso que se le dará. El carbono es el elemento que tiene mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono pero reducen su ductilidad y soldabilidad. Una menor cantidad de

carbono hará más suave y dúctil al acero, pero también más débil. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencias mucho mayores. Esos aceros son apreciablemente más costosos y se utiliza para la fabricación de estructuras especiales.

Desafortunadamente, la baja ductilidad o fragilidad es una propiedad asociada con la alta resistencia del acero. Como las estructuras deben tener a la vez alta resistencia y gran ductilidad, debe optarse por un material que brinde un equilibrio correcto entre ambas cualidades.

Un acero frágil puede fallar repentinamente, cuando se sobrecargue y durante el montaje puede fallar debido a los impactos propios de los procedimientos de construcción. Los aceros con comportamiento frágil tienen un intervalo considerable donde el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, pero no tienen esfuerzo de fluencia claramente definido.

1.1.2. Perfiles de acero

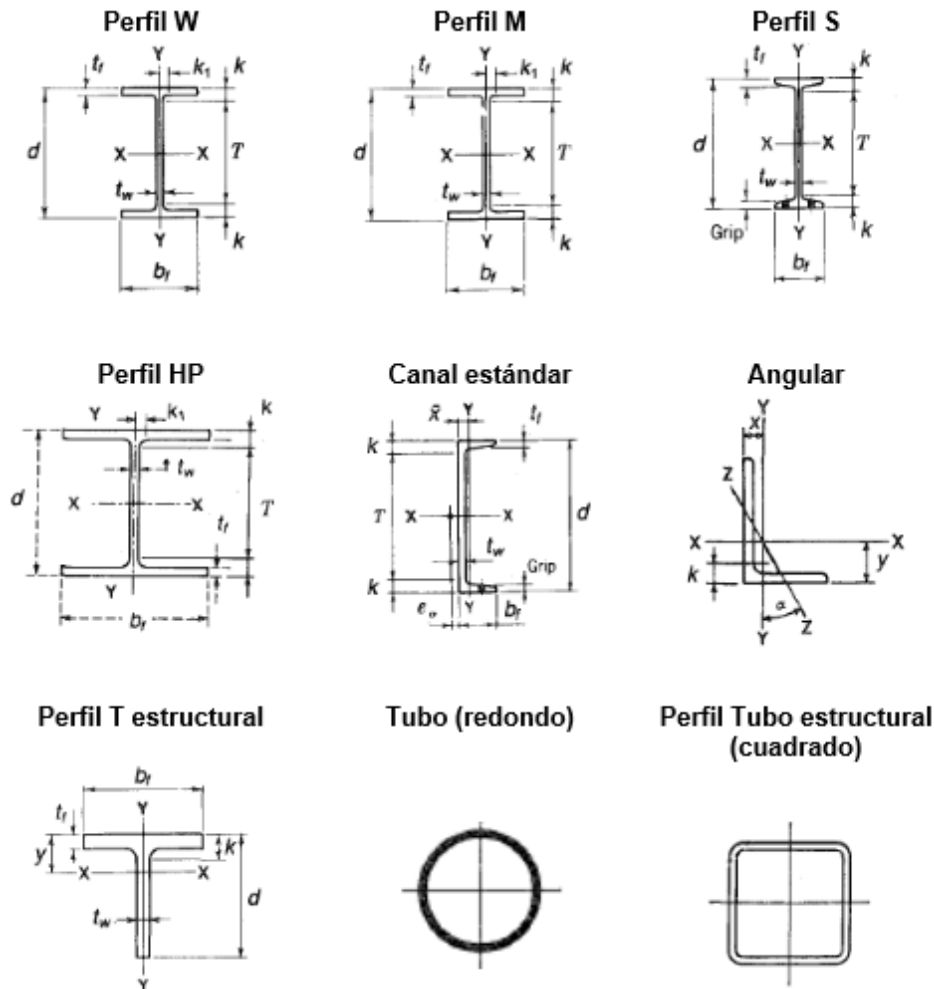
Las formas en que se lamina el acero estructural producen cambios despreciables en sus características físicas pero, tiene mucha incidencia en las características mecánicas. Los miembros con las características mecánicas más ventajosas son aquellos que tienen mayor inercia respecto a sus ejes de simetría en relación a su sección transversal. Ejemplos de estas formas son los perfiles I, T y canal.

Los perfiles de acero se identifican por la forma de su sección transversal; como ejemplos, están los ángulos, tés, zetas y placas. Cada perfil se reconoce por una nomenclatura establecida en el *Manual of Steel Construction* publicado por la AISC (por sus siglas en inglés); esta nomenclatura se creó con el fin de

nombrar e ilustrar cada uno de los perfiles en los planos, especificaciones y diseños. Ejemplo de este sistema abreviado se da a continuación:

- El perfil W 27 x 114, corresponde a una viga de patín ancho (W) de aproximadamente 27 pulgadas de peralte, con peso de 114 libras por pie.
- El perfil I 12 x 35 corresponde a una vigueta Ist de 12 pulgadas de peralte, con peso de 35 libras por pie.
- Un HP 12 x 74 es un perfil usado como pilote de 12 pulgadas de peralte y 74 libras por pie.
- Una M 8 x 37,7 es una sección mixta (miscelánea) de 8 pulgadas aproximadas de peralte y 37,7 libras por pie de peso. Es del grupo de perfiles tiene forma de H, de doble simetría y se diferencia de las secciones W, S o HP.
- Una C 10 x 30 es un perfil canal de 10 pulgadas de peralte y 30 libras por pie de peso.
- Una MC 18 x 58 es un perfil canal mixto que igualmente no se clasifica como perfil canal por sus dimensiones.
- Un ángulo 6 x 6 x 1/2 es un ángulo de lados iguales de 6 pulgadas y 1/2 pulgada de espesor.
- Una WT 18 x 40 es una te que se obtiene cortando un perfil de ala ancha de 36 pulgadas por 80 libras por pie. Este tipo de perfil es conocido como te estructural.

Figura 2. **Perfiles metálicos comunes**



Fuente: Código AISC método ASD. Capítulo 1.

1.1.3. **Perfiles de lámina delgada de acero doblados en frío**

Este tipo de perfiles en vez de ser laminados en caliente, son rolados en frío. Estos se fabrican doblando láminas delgadas de acero de bajo carbono o baja aleación para dar la sección transversal deseada, como las mostradas en la siguiente figura. Estos perfiles que pueden utilizarse para los miembros más ligeros suelen usarse en algunos tipos de tableros, techos, pisos y muros que

varían en espesores entre 0,1 pulgadas a 0,25 pulgadas. Si bien el trabajado en frío tiende a reducir la ductilidad, también incrementa su resistencia.

Figura 3. **Perfiles metálicos C laminados en frío**



Fuente: empresa Techos y Cielos, zona 6, ciudad de Guatemala.

1.2. Aceros estructurales modernos

Las propiedades del acero se modifican al variar las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que se componga con cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina acero aleado. Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeñas. Por ejemplo, el contenido de carbono en el acero es casi siempre menor de 0,5 por ciento en peso y es muy frecuente que sea de 0,2 a 0,3 por ciento.

La composición química del acero define sus propiedades, tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura y otros. La ASTM especifica los porcentajes exactos máximos de cada elemento, que se permiten en los aceros estructurales. Aunque las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles de acero las determina principalmente su composición química, también influye en ellas, el proceso de laminado, la historia de sus esfuerzos y el tratamiento térmico aplicado.

Los aceros estructurales se agrupan según las clasificaciones dadas por la ASTM: los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514 y A852).

A continuación se hace una descripción general sobre estas clasificaciones de los aceros y se muestran en la tabla I, los aceros ASTM mencionados aquí, junto con su resistencia nominal (observe en la tabla que entre más delgado se lamina un acero, más resistente resulta. Los elementos de mayor espesor tienden a ser más frágiles y su enfriamiento más lento produce una microestructura policristalina diferente, es decir mantita, perlita y cementita.

1.2.1. Aceros de carbono

Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de: 1,7 por ciento de carbono, 1,65 por ciento de manganeso, 0,60 por ciento de silicio y 0,60 por ciento de cobre. El carbono es

el elemento que brinda resistencia al acero, sin embargo disminuye su ductilidad.

1.2.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de otros agentes aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

El término baja aleación se usa para describir arbitrariamente aceros en los que el total de elementos aleantes no excede el 5 por ciento de la composición total.

1.2.3. Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica

Cuando los aceros se alean con pequeños porcentajes de cobre, se vuelven más resistentes a la corrosión. Cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de esos aceros se oxidan y se les forma una película adhesiva muy comprimida (conocida también como pátina) que impide mayor oxidación y se elimina así la necesidad de pintarlos.

Estos aceros tienen gran aplicación en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión, etcétera, sin embargo, no son apropiados para usarse en lugares donde queden expuestos a brisas marinas, niebla o humos industriales corrosivos; tampoco son adecuados para usarse en condición sumergida (agua dulce o salada) o en áreas muy

secas. Para que a estos aceros se les forma la película adhesiva comprimida (pátina) deben estar sujetos a ciclos de humedad y resequedad, de otra manera no surtirá su efecto.

1.2.4. Aceros templados y revenidos

Estos aceros tienen agentes aleantes en exceso, en comparación con las cantidades usadas en los aceros al carbono, y son tratados térmicamente (templados y revenidos) para darles dureza y resistencia con fluencias comprendidas entre 70 kilo libras por pulgada cuadrada y 110 kilo libras por pulgada cuadrada.

Los aceros templados y revenidos no muestran puntos bien definidos de fluencia, por esta razón, su resistencia a la fluencia se define en función del esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,2 por ciento.

Tabla I. **Esfuerzo de fluencia y esfuerzo último para aceros designados por la ASTM**

Designación ASTM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm²)	Esfuerzo último (kg/cm²)
A36	2 530,62	4 077,11 – 5 623,60
A53	2 460,32	4 217,70
A242	3 514,75	4 920,64
A441	3 233,57	4 709,76
A588	2 952,39	4 428,58
	2 811,80	4 217,70
A500	2 319,74 – 2 741,51	3 163,27
	2 952,39 – 3 233,57	4 077,11
	3 233,57 – 3 514,75	4 358,29
A501	2 530,62	4 077,11

Continuación de la tabla I.

A529	2 952,39	4 217,70 – 5 975,08
A570	2 811,80	3 866,22
	2 952,39	4 077,11
A572	2 952,39	4 217,70
	3 514,75	4 569,17
	4 217,70	5 272,12
	4 569,17	5 623,59
A514	7 029,49	7 732,45 – 9 138,35
	6 326,54	7 029,50 – 9 138,35
A606	3 163,27	4 569,17
	3 514,75	4 920,64
A607	3 163,27	4 217,70
	3 514,75	4 569,17
	3 866,22	4 920,64
	4 217,70	5 272,12
	4 569,17	5 623,59
	4 920,64	5 975,07
A618	3 514,75	4 920,64
	3 514,75	4 569,17
A852	4 920,64	6 326,55 – 7 732,45
A449	6 467,13	8 435,39
	5 693,89	7 380,97
	4 077,11	6 326,54

Fuente: MACCORMAC, Jack. *Diseño de estructuras metálicas método ASD*. p. 16.

1.3. Introducción a las estructuras metálicas

Este tipo de estructura está formada con base en el acero estructural y representan un método alternativo a la construcción con concreto reforzado y a la construcción con madera. El diseño y fabricación de estructuras metálicas es un tema muy amplio, y en esta sección se presenta características importantes que ayudan a su comprensión.

1.3.1. Características de las estructuras metálicas

Realizar este tipo de estructuras provee ventajas y algunas desventajas, las cuales se describen en esta sección. Conocer y trabajar con este tipo de estructuras ayudará a comprender mejor este tema y con la experiencia se conocerá más a fondo el alcance y las limitaciones de la construcción con metal.

1.3.1.1. Ventajas

- Alta resistencia: comparativamente con estructuras de concreto reforzado no se requieren secciones muy grandes para soportar las cargas sobre la estructura. Debido a la reducción del volumen del material, la carga muerta se reduce notablemente.
- Elasticidad: el acero sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos relativamente altos, esta cualidad disminuye las diferencias entre el comportamiento real y teórico del sistema.
- Durabilidad: las estructuras de acero con un mantenimiento adecuado, pueden superar su período de diseño sin que el material sufra un desgaste que afecte su capacidad mecánica. El mantenimiento de este tipo de estructuras consiste en controlar el deterioro provocado por la

corrosión, por medio de la limpieza de las impurezas y la aplicación de pintura anticorrosiva de manera constante. El acero también se presta para realizar reparaciones debido al tipo de uniones que se utilizan en estas estructuras, las cuales permiten reemplazar elementos dañados sin necesidad de remover los demás elementos que se encuentran en buen estado.

- Ductilidad: esta propiedad le permite al acero grandes deformaciones sin fallar, bajo esfuerzos de tensión o compresión elevados. Esta capacidad permite a la columna del rótulo deformarse por las cargas de viento o sismo sin fallar pero, debe elegirse una sección adecuada para que las deformaciones provocadas sobre el rótulo no excedan los límites que afecten su funcionalidad o amenacen su resistencia.
- Ampliación de estructuras existentes: las estructuras de acero se prestan para ser ampliadas debido a la versatilidad de sus uniones, las cuales permiten agregar nuevos elementos al sistema original, siempre y cuando toda la estructura se adecúe para resistir los efectos que provoca dicha ampliación.
- Adaptación a prefabricación: debido a la forma en que se realizan las uniones en las estructuras metálicas, el proceso constructivo de las mismas permite que se fabriquen cada uno de los elementos del sistema en el taller, bajo las mejores condiciones posibles, para luego proceder a su transporte y montaje en el lugar del proyecto.
- Soldabilidad: esta característica permite modificar la forma de los perfiles laminados, crear perfiles prefabricados (en el caso de elementos de sección variable o perfiles con dimensiones distintas a los laminados), colocar refuerzos, realizar reparaciones y demás trabajos, fundiendo y uniendo las piezas de metal. Este método ofrece la ventaja de brindar un resultado estético porque reflejan continuidad en la estructura.

- Tenacidad y resistencia a la fatiga: esta capacidad permite al acero recibir una amplia deformación antes de fallar, lo cual es una característica positiva porque permite la redistribución de los esfuerzos y una resistencia extra a los elementos al recibir sobrecarga. La tenacidad contribuye con la resistencia a la fatiga porque permite un ciclo amplio de carga y descarga al disipar esta energía deformándose.
- Reutilización y valor de rescate: las estructuras metálicas se prestan para ser desmontadas y trasladadas a una nueva ubicación para ser readecuadas y seguirse utilizando. Las construcciones hechas en metal tienen un valor de rescate considerable aunque el acero desmontable no pueda volverse a usar para otros trabajos, porque puede disponerse del mismo como material de reciclaje, comerciándolo como chatarra.

1.3.1.2. Desventajas

- Costo inicial: las estructuras de acero tienen un alto costo inicial y también están sujetas a la variación del precio del material clave: el acero. Para obtener un proyecto económico, debe realizarse un diseño detallado para elegir los perfiles más livianos y reducir la cantidad de la soldadura.
- Costo de mantenimiento: la mayoría de los tipos de acero se deterioran cuando están expuestos a la intemperie debido a que se pueden corroer u oxidar. Para evitar el desgaste del material es necesario realizar inspecciones programadas junto con un mantenimiento adecuado, el cual incluye realizar una limpieza, remover el óxido, y pintar la estructura periódicamente. Si no se realiza un mantenimiento adecuado, se pueden presentar fallas locales debidas al desgaste del material provocado por el ambiente, las cuales a su vez pueden ser tan severas que perjudiquen la funcionalidad y resistencia del sistema.

- Costo de protección contra incendio: aunque el acero estructural es un material incombustible, la resistencia del mismo se reduce notablemente a las temperaturas que se alcanzan durante los incendios. Una estructura de acero debe estar protegida con una pintura especial a prueba de fuego y equipo especializado para combatir un incendio.
- Susceptibilidad al pandeo: a medida que los miembros sujetos a compresión son más largos y delgados, mayor es el peligro de pandeo. Tomando en cuenta que el sistema en estudio es de considerable altura y consta de una única columna, es evidente que se trata de una columna esbelta y el efecto de pandeo le resulta crítico; por esta razón debe utilizarse un elemento lo suficientemente robusto para que brinde la resistencia y estabilidad adecuada.

1.3.2. Especificaciones

El diseño de estructuras debe apoyarse en especificaciones o normas, aun si las mismas no rigen el trabajo realizado. Las especificaciones de ingeniería son desarrolladas por diversas organizaciones de expertos, las cuales contienen procedimientos y sugerencias desarrolladas a partir de la observación del comportamiento de construcciones anteriores ante fenómenos naturales intensos (huracanes, terremotos, viento y otros) y condiciones de uso críticas. Los procedimientos que ofrecen dichos códigos buscan la manera de producir infraestructura más segura para los usuarios y con una mayor resistencia ante casos excepcionales. Ejemplos de las especificaciones más conocidas en el ámbito son las siguientes:

- American Institute of Steel Construction (AISC)
- American Welding Society (AWS)
- American Association of State Highway Officials (AASHO)

- American Railway Engineering Association (AREA)
- American Society for Testing Materials (ASTM)
- American Society for Civil Engineers (ASCE)
- Uniform Building Code (UBC)
- International Building Code (IBC)

Los códigos sirven para respaldar las decisiones tomadas por el diseñador porque los valores y procedimientos presentados en ellos, han sido probados por medio de experimentos o por la observación y análisis de estructuras reales ante condiciones críticas.

Las especificaciones utilizadas en el diseño estructural (y también en otros ámbitos como control de calidad o seguridad industrial) se encuentran en un estado constante de modificación provocado por el estudio continuo de los proyectos que se realizan cada año. Por medio de la observación y la comprensión de la forma en que las estructuras se comportan bajo distintos estados de carga, se definen nuevas recomendaciones para delinear estructuras más seguras, más económicas y que se adaptan mejor a su entorno.

1.4. Diseño de estructuras metálicas

El diseño de rótulos metálicos debe brindar estructuras capaces de soportar las cargas de forma segura, manteniéndose en un rango aceptable de deformaciones para que su apariencia sea la indicada, además de contar con detalles fáciles de fabricar en obra e instalar en campo.

Para cumplir con estos objetivos se debe realizar un análisis estructural adecuado, determinando las cargas correctas, y utilizar un método de diseño

respaldado por normas internacionales. El método utilizado puede ser el de esfuerzos admisibles (ASD) o el método por factores de carga y resistencia (LRFD).

1.4.1. Objetivos del diseño de una estructura metálica

Las estructuras metálicas deben ser diseñadas a modo que los elementos estén distribuidos y dimensionados proporcionando suficiente resistencia, rigidez y economía a la misma, sumándole que la labor de montaje sea de manera práctica. Estos detalles se discuten brevemente a continuación:

- Seguridad: una estructura debe soportar en forma segura las cargas a las que esté sujeta y también debe soportarlas a modo que las deformaciones y vibraciones incomoden a los usuarios.
- En el caso de los rótulos publicitarios, debido a que se ubica en áreas con alta afluencia de personas y vehículos, se busca que el sistema no falle ante cualquier condición crítica probable (las cargas laterales de sismo y viento son las que más exigen al sistema, sobre las cargas de ocupación), porque su colapso podría provocar un accidente grave.
- Considerando que la ocupación sobre este tipo de estructuras es esporádica, el control de deformaciones para este sistema está más relacionado con los daños que podría causar a las edificaciones vecinas, a vías de comunicación o a líneas de conducción eléctrica, cercanas al mismo. Debe prestarse especial atención al diseño de la estructura del panel, porque existe un registro de situaciones en donde el viento fluye a velocidades muy altas, y el panel se desprende el rótulo y cae varios metros después, poniendo en peligro a las personas y dañando otras edificaciones.

- Costo: deben tenerse en mente los detalles y los materiales que reducen el costo sin sacrificar la resistencia. Estos aspectos, incluyen el uso de secciones de medidas comerciales, con conexiones y detalles sencillos, y el uso de elementos y materiales que no requieran con el tiempo, altos costos de mantenimiento.
- También deben elegirse perfiles comunes en el mercado, a modo de poder conseguirlos con los proveedores locales sin necesidad de importarlos de industrias extranjeras, porque de otro modo el tiempo de entrega del material se prolonga, y se reduce la eficiencia de la ejecución del proyecto.
- Sentido práctico: otro objetivo es el diseño de estructuras que puedan fabricarse y montarse sin que se presenten grandes dificultades. Este aspecto requiere que el diseñador conozca los métodos de fabricación y montaje utilizados en el campo, a modo de desarrollar un proyecto alrededor de las prácticas comunes, y no complicar la tarea a los contristas ni encarecer el proyecto. El conocimiento debe incluir la información correspondiente al transporte de materiales a los sitios de obra (tales como las dimensiones máximas de estructuras o elementos que puedan transportarse por carretera), a las condiciones de trabajo y al equipo disponible para el montaje.

1.4.2. Diseño de estructuras metálicas con esfuerzos admisibles (ASD)

La primicia de este tipo de diseño es que los esfuerzos provocados por las cargas no deben exceder los esfuerzos máximos admisibles del material, determinados por la norma correspondiente (en este trabajo se utiliza la norma del AISC). El esfuerzo admisible está determinado por el producto de un factor de reducción de resistencia y el esfuerzo de fluencia o en otros casos el

esfuerzo último del material. El factor de reducción varía según el tipo de esfuerzo que actúa sobre el elemento (tensión, compresión, flexión, corte o torsión) y también del caso específico de carga.

Los factores de reducción de resistencia han sido determinados por medio de los ensayos y la observación del comportamiento de las estructuras metálicas en acontecimientos anteriores. Existe un valor distinto de esfuerzo admisible para cada situación de carga que presente un elemento, existen distintos casos aun cuando el tipo de esfuerzo que se presenta es el mismo.

Este tipo de diseño se basa en un valor reducido del esfuerzo de fluencia, por lo que se trabaja en el rango de comportamiento elástico de la estructura, esto resulta en diseños conservadores y menos económicos.

El método de los esfuerzos admisibles se utilizará en este trabajo porque es el método más utilizado actualmente y se considera muy práctico.

1.4.3. Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite describe una condición en la que una estructura o parte de ella deja de realizar satisfactoriamente el trabajo que le fue concedido. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se centran en la capacidad de carga de las estructuras y abarcan los tipos de resistencia como: tensión, compresión, flexión, corte, fatiga, volteo, entre otros. Los estados límite de servicio hacen referencia al comportamiento de las estructuras bajo las cargas de diseño

(muerta, viva, viento, sismo, entre otros) y el efecto que tienen sobre los usuarios de la estructura.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio (Q_i) se multiplican por distintos factores de carga (λ_i) que son mayores que 1,0 y se obtienen las cargas factorizadas usadas para el diseño. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de cargas usado.

La estructura se delinea para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para soportar las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es menor que 1,0. Con este factor se representa cuantitativamente los efectos de las incertidumbres concernientes a resistencias de los materiales, variaciones entre dimensiones teóricas y reales y calidad de la mano de obra.

Los conceptos desarrollados en los párrafos anteriores se resumen de la siguiente manera,

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

λ = factor de carga

Q = carga de trabajo o servicio

ϕ = factor de reducción de resistencia

R_n = resistencia teórica o nominal

1.4.4. Factores de carga para el método de diseño por esfuerzos admisibles

El código UBC de 1997 brinda combinaciones de cargas, cuando se utiliza el diseño por esfuerzo admisible (ASD por sus siglas en inglés). Estas combinaciones, se utilizan para definir el escenario más complicado para la estructura, al actuar distintos tipos de carga de forma simultánea. El valor del coeficiente utilizado, tiene que ver con la probabilidad de existencia de dicha condición o la exactitud con la que se determina cierta carga.

1.4.4.1. Combinaciones de carga básicas

Cuando se utilizan estas combinaciones, no debe utilizarse ningún incremento en esfuerzo admisible, a menos que el método de diseño que se utilice permita lo contrario.

Ecuación 12-7

$$D$$

Ecuación 12-8

$$D + L + (L_r \text{ ó } S)$$

Ecuación 12-9

$$D + (W \text{ ó } \frac{E}{1,4})$$

Ecuación 12-10

$$0,9D \pm \frac{E}{1,4}$$

Ecuación 12-11

$$D + 0,75 \left[L + (L_r \text{ ó } S) - \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right) \right]$$

1.4.4.2. Combinaciones de carga básicas alternas

En lugar de las combinaciones de carga básicas se pueden utilizar combinaciones de carga alternas que puedan producir efectos más críticos. Cuando se utilicen estas combinaciones de carga básicas alternas, se debe permitir un incremento de una tercera parte de los esfuerzos admisibles en todas las combinaciones incluyendo viento o sismo.

Ecuación 12-12

$$D + L + (L_r \text{ ó } S)$$

Ecuación 12-13

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right)$$

Ecuación 12-14

$$D + L + W + \frac{S}{2}$$

Ecuación 12-15

$$D + L + S + \frac{W}{2}$$

Ecuación 12-16

$$D + L + S + \frac{E}{1,4}$$

Ecuación 12-16-1

$$0,9D \pm \frac{E}{1,4}$$

Donde:

D = carga muerta

E = carga sísmica

L = carga viva

L_r = carga viva de techo

S = carga de nieve

W = carga debida a la presión de viento

1.5. Características generales de los rótulos publicitarios en acero

Los rótulos publicitarios varían en su ubicación, la forma en que son soportados, su geometría o dimensiones. Una característica esencial de los rótulos es la forma en que se conectan los elementos para darle estabilidad al sistema, lo que a su vez define la forma en que debe fabricarse e instalarse la estructura.

1.5.1. Ubicación e importancia

Los entes dedicados al alquiler de espacios publicitarios buscan colocar los rótulos en lugares donde puedan ser visibles por la mayor cantidad de personas, por esta razón estas estructuras se ubican a lo largo de las vías terrestres más transitadas y con más densidad en las áreas urbanas.

La ubicación de los rótulos publicitarios, es comúnmente cercana a inmuebles de alto valor que albergan una gran cantidad de personas o en áreas de alta afluencia vehicular o peatonal, por lo tanto, a pesar de que estas estructuras no son tan importantes por sí mismas, debe de garantizarse su seguridad porque su colapso podría afectar a muchas personas. Por dicha razón, los rótulos deben ser diseñados de una forma conservadora para proteger las vidas de las personas y también evitar pérdidas económicas directas e indirectas.

Las pérdidas directas se refieren al costo de la estructura misma y daños a otros inmuebles, las pérdidas indirectas se refieren a los tiempos muertos de tránsito vehicular o paralizar momentáneamente áreas comerciales.

1.5.2. Partes de un rótulo publicitario

Este sistema se compone de elementos estructurales y no estructurales. Los elementos estructurales son esenciales para que el sistema pueda transmitir las cargas y tener estabilidad. Los elementos no estructurales no son esenciales para que la estructura resista las cargas, sin embargo su finalidad es darle comodidad a las personas que se han de desplazar sobre el rótulo y también, colocar iluminación y estructuras para acceder al rótulo.

Los elementos estructurales de un rótulo se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Estructura del panel: es la parte donde se coloca el anuncio. Consiste en una membrana delgada apoyada en una estructura que funciona de respaldo.
- La estructura del panel consiste en una armadura compuesta de tubos metálicos colocados vertical y horizontalmente, perpendiculares entre sí. Tienen la finalidad de dar firmeza en ambos sentidos ortogonales, para evitar grandes deflexiones y para transmitir todas las cargas hacia los contrafuertes y posteriormente a la viga. La carga más alta que soporta es la de viento.
- Contravientos: consisten en una serie de armaduras colocadas a lo largo de la viga principal con un espaciado definido. Su función es sostener la estructura del panel y transportar las cargas de viento y sismo hacia la viga.
- Estructuras rigidizantes: se conforman por armaduras colocadas entre los contravientos, su unión se ubica con los contravientos que se encuentran sobre la unión de la viga con la columna. La función de estas estructuras es uniformizar los esfuerzos en el sistema del panel, haciendo que las

cargas de viento y sismo se distribuyan de mejor forma y se trasladen directamente a la columna principal.

- Marcos: se conectan en la parte baja de la viga, se distribuyen a lo largo de la viga con un espaciamiento definido. Comparten la misma conexión a la viga que los contravientos, sin embargo trabajan de manera aislada uno del otro. Su función es sostener la plataforma que rodea al rótulo y transmitir dicha carga a la viga principal.
- Tensores (arriostramientos): los tensores se colocan en forma de equis entre los contravientos, su función es que las cargas laterales sobre el sistema del panel se distribuyan uniformemente. Su colapso no tiene una repercusión grave en el desempeño estructural del rótulo, sin embargo, brinda rigidez al sistema y lo ayuda a trabajar de mejor forma.
- Viga: se encarga de resistir las cargas de viento transmitidas por el panel al igual que la carga viva ejercida en las plataformas, el peso de la estructura del panel y de los contrafuertes sumado a su peso propio.
- En este elemento se sostienen los contravientos y los marcos por medio de platinas que van soldadas tanto a la viga como a los elementos conectados. De forma similar, se realiza una unión entre la viga y la columna, esta unión tiene que ser diseñada detalladamente porque es de vital importancia para que el sistema funcione. La ubicación de la viga respecto a la columna es muy importante porque define el efecto de torsión al que se somete la columna, los momentos de segundo orden y también la luz que tendrá la viga.
- Columna: este elemento se encarga de transmitir todas las cargas en el sistema hacia la cimentación. La columna de los rótulos publicitarios se caracteriza por su gran esbeltez, lo que conlleva a que la flexión provocada por los momentos de segundo y primer orden, sean un factor crítico en su diseño. La flexión que afecta la columna, surge de las cargas laterales de viento y sismo, y los momentos de segundo orden

generados por las cargas normales. Las deformaciones deben mantenerse en un rango que no aumenten los momentos de segundo orden, no alerte a los espectadores, no produzca problemas a las estructuras o instalaciones aledañas y tampoco tenga efectos estructurales adversos en el rótulo.

- Cimentación: este elemento es la parte principal del sistema por su trabajo de transmitir el sustento del suelo para transmitir las cargas sobre la estructura y también evitar el volteo del sistema, manteniendo la estructura erguida y estable. En este caso, el volteo tiene más incidencia en el diseño de la cimentación que la carga axial, porque los momentos de primer y segundo orden que se generan en el sistema, son mayores a la carga axial. El tipo de cimentación que se utilice depende principalmente del valor soporte del suelo, el cual debe ser el adecuado para el total de esfuerzos sobre el sistema considerados bajo la combinación de cargas más crítica.
- Debido a los objetivos de este trabajo de investigación, se realizará el diseño de una cimentación profunda (pila perforada) para ejemplificar la solución que se presentaría si se contara con un suelo de bajo valor soporte.
- Apuntalamientos: estos elementos sirven para brindar rigidez a la estructura en puntos donde se considera insuficiente. En los rótulos publicitarios se observa comúnmente conectada a la viga y columna, brindando un apoyo a la viga cuando el voladizo de esta es muy grande.
- Uniones: estas son una parte esencial del sistema porque le dan continuidad al mismo; las uniones permiten la transmisión de esfuerzos entre los distintos elementos y el suelo. Las uniones se colocan en la interfaz de los distintos elementos, y pueden ser atornilladas o soldadas; la elección entre uniones atornilladas y soldadas depende del tipo y magnitud de los esfuerzos o de la facilidad de realizar entre una y otra.

Las uniones deben analizarse detalladamente porque representan una parte importante del sistema, su resistencia debe ser mayor a la de los elementos que unen, porque si una unión falla, el sistema deja de funcionar aunque los demás elementos puedan seguir trabajando de manera adecuada.

- Los materiales imperantes en las uniones son las platinas, los tornillos y los electrodos. Las platinas se fabrican cortando láminas de acero de cierto espesor en las dimensiones adecuadas, mientras que entre tornillos y electrodos existen distintos tipos y calidades, y su uso está condicionado por las características de la unión que se esté realizando. Los elementos no estructurales se enuncian a continuación:
- Plataformas y barandas: su finalidad es brindar un espacio para que las personas que den mantenimiento al rótulo puedan movilizarse con cierta facilidad. El ancho de las plataformas debe ser suficiente para dar comodidad a la persona que se desplaza sobre ellas, a lo largo de las plataformas es necesario colocar barandas para que las personas que se desplacen cuenten con un soporte que les haga sentir más seguros y cómodos. Otra utilidad de las barandas es su función como línea de vida, para que los trabajadores puedan asegurar su arnés.
- Escaleras: se colocan sobre la columna y sirven para que las personas tengan acceso a la parte superior del rótulo y puedan darle mantenimiento a la estructura del panel. Las escaleras consisten comúnmente en barras soldadas a la columna, las mismas tienen el ancho suficiente para que una persona se pueda desplazar con cierta facilidad.
- Iluminación: la iluminación se logra con lámparas que sirven para darle visibilidad al anuncio cuando el día es muy opaco o durante la noche. Las mismas van colocadas sobre o bajo el anuncio.

- Elementos de protección: los elementos de protección sirven para brindar seguridad a los trabajadores que se encargan del mantenimiento del rótulo. Entre las estructuras que se pueden agregar para este fin son las líneas de vida que sirven como soporte para asegurar los arneses.
- Manta publicitaria: esta manta contiene el diseño artístico que funciona como publicidad. El material del anuncio puede ser una manta de vinil, en otros casos se pueden colocar elementos en relieve hechos de plástico, anuncios luminosos y otras formas creativas.

Figura 4. Partes de un rótulo publicitario



Fuente: zona 5, ciudad de Guatemala.

1.5.3. Geometría del rótulo

Las variables en la geometría de los rótulos incluye las dimensiones del panel, la relación ancho y altura, la altura total del rótulo y otras. Estas características tienen consecuencias tanto en la apariencia del anuncio como en la forma en que el viento actúa sobre el sistema y la respuesta de la estructura al sismo.

- Dimensiones del panel: se refiere a la altura y el ancho del panel.
- Forma: se refiere a la relación que existe entre la altura y el ancho del panel.
- Altura total: se refiere a la altura del nivel del suelo a la parte alta de la columna.
- Altura de la columna: comprende desde el nivel del suelo hasta la parte alta de la columna.
- Cantidad de las columnas: los rótulos pueden utilizar distintas cantidades de columnas para sostenerse, la cantidad común observada fue de 1 a 4 columnas.
- Ubicación de la columna en rótulos unipolares: en rótulos unipolares la columna puede estar centrada respecto al rótulo o excéntrica respecto al centro del panel.

Se realizó un sondeo de los rótulos ubicados en la ciudad capital, determinando los dos tipos más comunes, los cuales se describen a continuación.

Tabla II. **Características de rótulo monopolar tipo uno**

Ubicación	Calz. Atanasio Tzul, zona 12, ciudad de Guatemala
Altura del panel (h)	12,00 m
Ancho del panel (b)	9,00 m
Forma del panel (h/b)	1,33
Altura total	18,00 m
Altura de la columna	7,50 m
Cantidad de columnas	1
Ubicación columna	Al centro del panel

Fuente: elaboración propia.

Figura 5. **Rótulo monopolar tipo 1**



Fuente: Calzada Atanasio Tzul.

Tabla III. **Características de rótulo monopolar tipo 2**

Ubicación	Calz. Atanasio Tzul, zona 12, ciudad de Guatemala
Altura del panel (h)	6,00 m
Ancho del panel (b)	15,00 m
Forma del panel (h/b)	0,40
Altura total rótulo	20,00 m
Altura de la columna	15,00 m
Cantidad de columnas	1
Ubicación columna	Al centro del panel

Fuente: elaboración propia.

Figura 6. **Rótulo monopolar tipo 2**



Fuente: Calzada Atanasio Tzul.

1.5.4. Proyecto de un rótulo publicitario

Cuando se plantea instalar un rótulo publicitario, inmediatamente se piensa en las tres etapas principales que se deben cumplir para realizar este trabajo: fabricación, transporte y montaje. La forma más cómoda de llevar a cabo este tipo de proyectos es fabricar la estructura completa en distintas partes, con tamaño adecuado para ser transportadas e instaladas en su ubicación definida. A continuación se plantean otras posibles formas de realizar este trabajo, aunque dichos métodos no resultan muy adecuados y se descartan.

Un rótulo publicitario es una estructura metálica de dimensiones considerables, por lo tanto no puede ser trabajado totalmente en el taller y colocado en su ubicación final, porque la labor de transporte sería muy complicada y poco práctica. Un rótulo tampoco puede fabricarse directamente en su ubicación final porque regularmente se cuenta con espacio insuficiente para trabajar, no se tienen las instalaciones eléctricas para utilizar el equipo necesario, se ubica en una zona muy transitada, entre otras. Por las razones mencionadas y otras obviadas, este método de trabajo resulta ineficiente y peligroso.

Finalmente, deben mencionarse ciertos aspectos de este trabajo, que aunque son importantes en el proyecto de un rótulo publicitario, quedan fuera del alcance de esta investigación. Entre los mismos se pueden mencionar:

- Los trámites que se deben realizar para obtener el permiso de la municipalidad para colocar un rótulo publicitario.
- Los procedimientos legales que se deben llevar a cabo con el ente propietario del lugar donde se ubica el rótulo, para obtener el derecho de colocar el mismo dentro de los límites de su inmueble.
- Los seguros que se deben adquirir para cubrir los daños en caso del colapso de estas estructuras.

1.5.4.1. Fabricación

El sistema completo consiste en cimentación, columna, viga y estructura del panel. Para facilitar la tarea de transporte y montaje, se fabrica el sistema en tres partes, las cuales se unen después en la ubicación del proyecto.

La columna se fabrica en dos partes, para hacer un elemento más eficiente y para facilitar su transporte. La primera parte de la columna se ancla a la cimentación, la otra parte se une a la primera parte y a la viga. Para obtener un elemento con el diámetro y el espesor adecuado, es necesario unir láminas de acero con el espesor especificado hasta formar un tubo con el diámetro correcto.

La cimentación consiste en una pila perforada, la cual se funde con las dimensiones y el refuerzo adecuado, dejando una parte saliente sobre el nivel del terreno, un pedestal, en el cual se han embebido pernos para anclar ahí la columna.

Para la viga se utiliza un perfil tubular de sección rectangular o circular. A dicho tubo se une la estructura del panel. La unión de la estructura del panel con la viga se realiza soldando platinas entre la viga y ella.

Como el rótulo se ha fabricado en tres partes distintas, es necesario preparar cada una de ellas para ser unidas posteriormente en campo. En este caso resulta más fácil unir los elementos en el campo colocando tornillos, por lo tanto en la interfaz de cada elemento se colocan las platinas necesarias para el montaje. Las platinas de unión se sueldan a los elementos y se perforan en el taller con agujeros con el diámetro adecuado, para que los tornillos que se utilizarán en el montaje casen adecuadamente.

1.5.4.2. Transporte

La forma más adecuada para transportar las piezas es por medio de cabezales con una plataforma lo suficientemente grande para poder disponerlas y asegurarlas de manera correcta, para que durante el recorrido, no resulte

peligroso para los demás vehículos, peatones, construcciones y otros. De la misma forma, es también necesario transportar una grúa con suficiente capacidad para manipular las piezas del rótulo cuando se instale.

Figura 7. **Empalme tipo de una columna de un rótulo**



Fuente: Calzada Atanasio Tzul, Guatemala.

1.5.4.3. Montaje

Antes de empezar el proceso de montaje es preciso preparar el espacio de trabajo para poder laborar de la forma más cómoda posible. Este proceso incluye señalar el área de trabajo para alertar a los demás vehículos o personas de que se está manejando maquinaria y cargas pesadas.

En primer lugar, se debe perforar el suelo y fundir la pila que funciona como cimentación. El trabajo de excavación, dependiendo de la profundidad y del ancho del pozo, lo puede realizar una máquina o algún obrero con experiencia en trabajos de este tipo. Una vez el pozo esté terminado, se coloca la armadura de acero y luego se funde con concreto. Al realizar la fundición, se deben dejar embebidos los pernos que servirán para anclar posteriormente la columna.

La primera parte de la columna se ancla a la cimentación por medio de los pernos previamente embebidos, los pernos deben quedar bien ajustados y con la holgura suficiente (mayor a 3/8 de pulgada pasados de la tuerca). Al colocar la primera parte de la columna, se debe chequear que su anclaje fue el adecuado, y luego se procede a colocar la segunda parte de la columna.

Al final de la columna se coloca otra junta atornillada para empalmar la columna con la viga, la cual fue fabricada junto con la estructura del panel. La unión de la viga con la columna, es más complicada de realizar porque el espacio es más reducido, la conexión es más detallada y el elemento que se tiene que mantener en posición (viga unida al panel) es muy pesada.

Cada vez que se coloca un elemento, se chequean los niveles, la orientación, la verticalidad y la horizontalidad de los mismos, para que el comportamiento real del sistema sea lo más fiel posible a su análisis teórico. Este proceso también se realiza porque la falta de simetría del sistema tiene efectos adversos como excentricidades, asentamientos diferenciales, entre otros. Para realizar todo el proceso, debido a las dimensiones y peso de los elementos, es necesario el uso de una grúa con la capacidad suficiente para manipularlos.

Para finalizar se chequea que el montaje de la estructura fue el correcto. Luego se pintan las partes del rótulo que hayan quedado descubiertas durante el proceso; también se realizan las instalaciones eléctricas y posiblemente la colocación del primer anuncio.

Figura 8. Instalación en acción de un rótulo



Fuente: mcdanielinc.net. Consulta: 11 de noviembre de 2 013.

1.6. Regularización de los rótulos

La regularización de los rótulos en Guatemala se presenta en la Ley de Anuncios en Vías Urbanas, Vías Extraurbanas y Similares, por Decreto número 34-2003. La ley comprende por anuncio, todo rótulo, estructura, valla, manta o similar que promocióne productos, bienes o servicios, que tengan objeto lucrativo.

En esta reseña se incluyen los requisitos y prohibiciones pertinentes a este tipo de estructuras. Sin embargo, en la Ley de Anuncios se mencionan otros aspectos que también son importantes en este tipo de proyectos tal como: los impuestos, multas y exoneraciones.

Se hace énfasis en que esta norma no menciona ninguna recomendación referente al análisis o diseño estructural de este tipo de sistemas.

1.6.1. Requisitos

Estos tienen la finalidad de proteger a los ciudadanos de rótulos que obstruyan la vía pública, incomoden inmuebles adyacentes o distraigan al conductor que se desplaza por la vía pública. En las vías extraurbanas la colocación, forma y detalle de anuncios deben sujetarse a lo siguiente:

- Deberán quedar fuera de los límites del derecho de vía, pudiendo solamente coincidir uno de sus extremos o todo el rótulo o anuncio, paralelamente a la línea del mencionado derecho.
- Deberán colocarse en lugares que no impidan vistas o motivos de legítimo interés turístico.
- Deberán ser colocados por lo menos a ciento cincuenta (150) metros uno del otro, en forma tal que no obstruyan la visibilidad de las señales de tránsito, puentes, intersección de vías o cruces férreas.
- Todo rótulo o anuncio debe presentarse en forma artística, de tal manera que sirva de ornamento. Cuando hayan sufrido deterioro, o produzcan ruido, o vibraciones, o contaminación ambiental, o constituyan peligro en cualquier forma para el tránsito o las personas, previa comprobación, deberán repararse o retirarse en forma inmediata por el propietario o por la autoridad respectiva.
- Todo rótulo o anuncio lucrativo debe tener la identificación legible de la agencia de publicidad, fabricante e instalador del mismo.
- En el área adyacente a las carreteras del sistema nacional no se permitirá ningún anuncio que contenga, incluya o sea iluminado por cualquier luz o luces intermitentes o móviles.
- En el área adyacente a las carreteras del sistema nacional tampoco se permitirán luces que sean utilizadas en cualquier forma, relacionadas con anuncios cuyos rayos de iluminación sean dirigidos directamente a

cualquier parte de la vía principal, que causen deslumbramiento de la visión de los conductores de vehículos, o que interfieran con la operación de toda clase de vehículos.

Los anuncios colocados en vías públicas urbanas quedan sujetos a lo siguiente:

- Deberán colocarse de tal manera que no obstruyan la línea de visión, especialmente por su ubicación en la intersección o unión de vías, o la visibilidad de señales de tránsito, tales como semáforos, indicadores de vías, señales o avisos de peligro.
- Su presentación no debe desvirtuar los aspectos arquitectónicos de las fachadas o edificios cercanos, ni proyectarse en la perspectiva de una calle, plaza, edificio o monumento, ni debe alterar el valor arquitectónico, así como tampoco deben colocarse en lugares en donde alteren o desfiguren los paisajes, debiendo estar en todo caso en armonía con el medio que los rodea.
- Su figura, diseño o grafismo en general, debe guardar el respeto a la dignidad humana y a los buenos usos de lealtad en el comercio.
- Deberán ser estéticos, tanto en su forma y contenido, como en relación con el paisaje circundante.
- Los anuncios fijos a las paredes no deberán interferir con las placas de nomenclatura de las calles o numeración de casas.
- Su altura mínima a partir de las aceras o bordillos voladizos no puede ser menores de dos metros setenta centímetros (2,70 m), siempre que no exceda a la línea vertical de las aceras. Los que estén fuera de la línea de las aceras o bordillos deberán tener una altura mínima de cuatro metros cincuenta centímetros (4,50 m).

- Los anuncios en vitrinas o estanterías no quedan afectos a la presente ley ni a reglamento alguno.
- Todo rótulo o anuncio que haya sufrido deterioro o que produzca ruido o vibraciones o contaminación ambiental o constituya peligro de cualquier forma para el tránsito y las personas debe ser reparado o retirado inmediatamente por el propietario o por la autoridad respectiva.

1.6.2. Prohibiciones

Se prohíbe la colocación de anuncios de todo tipo que se refieran a productos, artículos o servicios que evidentemente puedan afectar la salud física o mental de los habitantes de la república, de conformidad con las normas establecidas o dictadas por las autoridades sanitarias del país, y también:

- La colocación y pintura de todo tipo de anuncios comerciales en árboles, rocas u otros elementos naturales; quienes así lo efectúen serán sancionados con una multa no menor de diez quetzales por cada anuncio, más el costo de retirar los mismos.
- La colocación de anuncios que impidan vistas o motivos de legítimo interés turístico o que obstruyan la visibilidad de las señales de tránsito, puentes, intersección de vías o cruce de vías férreas.
- La colocación de anuncios cuya expresión escrita o dibujada en ellos, dañe, injurie o denigre otros derechos o intereses, directa o indirectamente, así como cualquier lesión a los principios de lealtad en el comercio de acuerdo a la ley y a los tratados o convenios internacionales ratificados por Guatemala.
- La colocación de anuncios que atenten o parezcan atentar a dirigir el movimiento del tránsito o que interfieran con éste, imiten cualquier señal

oficial de tránsito, semáforo o dispositivo y cuando constituyan un peligro para el público.

- La colocación de anuncios por medio de láminas de metal, de plástico o de cualquier otro material, que vayan atornilladas o adheridas en cualquier otra forma en la parte exterior de la carrocería de los autobuses, cuando éstos impliquen peligro para los peatones, permitiéndose libremente los pintados en el interior y exterior de los autobuses, con cualquier modalidad.
- Por razón de interés público y seguridad de las personas, colocar los anuncios en las aceras, siempre que impliquen peligro, cualquiera que sea la forma que adopten, salvo las señales de tránsito o rótulos con aviso o acompañados con información de utilidad pública.
- La colocación de anuncios a distancias menores de ciento cincuenta (150) metros en carreteras principales, entre uno y otro.
- En carreteras y caminos o similares no principales, a menos de doscientos metros (200), entre uno y otro.
- En áreas urbanas a menos de cincuenta (50) metros, entre uno y otro.

1.7. Fallas reportadas de los rótulos publicitarios

Para demostrar la importancia del diseño de estas estructuras, se presentan situaciones en donde rótulos han fallado debido a vientos muy fuertes. Estos casos se presentan comúnmente en los meses con los vientos más fuertes que pueden ser desde noviembre hasta a mayo.

- Ciudad de Guatemala

Cuando los vientos llegan a una velocidad considerable, como el día miércoles 9 de abril de 2014, las estructuras pueden fallar. Desde el día

anterior, un frente frío había ingresado al país y generó daños en 262 viviendas en distintos departamentos, según análisis realizados por la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED). CONRED aseveró que la velocidad llegó alcanzar los 80 kilómetros por hora, con una variación entre 10 y 15 kilómetros por hora.

En la ciudad capital se reportó la falla de una valla publicitaria en la cercanía de la avenida Reforma, zona 10. La falla del rótulo se produjo en su columna, la cual, no soportó el empuje provocado por el viento. Obsérvese que la falla de la columna se presentó cerca de su base, donde los esfuerzos provocados por cargas laterales son mayores.

Las consecuencias de la caída del rótulo fueron daños a las edificaciones aledañas y la suspensión del servicio eléctrico en el sector porque, al caer el rótulo, dañó varios cables del servicio eléctrico.

Figura 9. **Rótulo fallado en la ciudad de Guatemala**

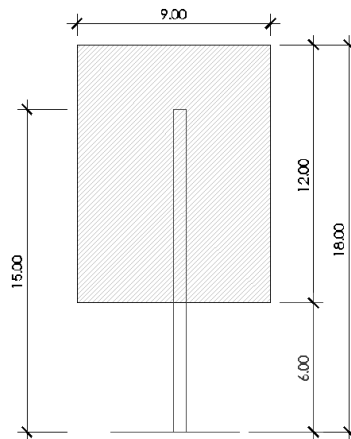


Fuente: zona 10, ciudad de Guatemala.

- Palín, Escuintla

El día 9 de abril de 2014, se realizó un viaje al Puerto San José, Escuintla, sin embargo, al desplazarse por la autopista que conduce de Palín hacia el Puerto San José se encontraron varias vallas publicitarias colapsadas. Las fallas en las vallas publicitarias en este lugar se debieron a la acción del viento, el cual es muy fuerte en esta zona, debido a la topografía, clima y ubicación geográfica del lugar.

Figura 10. **Geometría del rótulo observado en Palín, Escuintla**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se aprecia que el rótulo falló tanto en su panel, como en el bastidor del panel y en la columna. El panel fue desprendido de la estructura, por la acción de succión del viento. La estructura del bastidor se alabeó y está deformada con una forma ondulada. La columna falló cerca de su base, donde los momentos son más intensos; la falla de la columna se produjo primero por una gran deflexión causada por el viento, la cual incrementó los momentos de segundo orden que la llevaron a su colapso total.

Figura 11. **Rótulo fallado en Palín**



Fuente: Palín, Escuintla.

2. CARGAS EN LOS RÓTULOS PUBLICITARIOS

2.1. Carga muerta

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la obra civil en consideración; que es el peso de ella misma y los elementos no estructurales. En un rótulo publicitario se pueden diferenciar los elementos estructurales que pueden ser: panel, estructura panel, contravientos, viga, columna y cimentación. Los elementos no estructurales incluyen: instalaciones eléctricas, plataformas (bajo y sobre el panel), pasamanos (rodeando las plataformas), escalerillas (colocadas en la columna para acceder a la parte superior del rótulo) y otros elementos de protección.

2.1.1. Aspectos generales

El cálculo de la carga muerta se obtiene como el producto de los volúmenes de los distintos componentes y los pesos específicos de los materiales constitutivos. Las cargas a su vez pueden ser representadas en la mayoría de las ocasiones por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas del rótulo, aunque también pueden presentarse cargas lineales y concentradas.

Las cargas muertas pueden representar cierto grado de incertidumbre al determinarse. Estas variaciones se deben a las diferencias entre las dimensiones especificadas en el proyecto y las que resultan en la fabricación, a modificaciones y adiciones en los elementos no estructurales y a las variaciones en los pesos volumétricos de los materiales. Para evitar cualquier inconveniente

con esta situación, deben de considerarse valores conservadores para brindar un factor de seguridad.

Una fuente de diferencias en la carga muerta radica en la variación del peso específico en los materiales (en algunos materiales con capacidad de absorción debido al contenido de humedad, esta situación se descarta con los materiales no absorbentes como plásticos o metales), también a la variación en el volumen de los materiales (y consecuentemente con su peso) debido a variaciones entre el valor teórico y el real en el proceso de fabricación o por optar a materiales con características similares a los especificados en planos.

Estas variaciones se presentan comúnmente en las piezas de acero, dado que las dimensiones y el peso de los elementos fabricados tienden a variar respecto a los valores teóricos dados en su ficha técnica; también se produce incertidumbre por el hecho de utilizar un perfil similar al que se pide en los planos (dicho perfil opcional tiene características distintas al original), por algún motivo como facilidad de instalación, brindar mayor resistencia, o por la disponibilidad del producto en el mercado.

La carga muerta tiene una relación directa con la carga sísmica, porque dicha carga se calcula como el producto de un coeficiente sísmico y el peso total de la estructura.

Para determinar los pesos de los elementos, se presentan a continuación tablas que contienen pesos específicos para los materiales de construcción más comunes.

Tabla IV. **Valores de diseño de materiales según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF)**

Materiales	Peso específico (ton/m ³)	
	Máximo	Mínimo
1. Piedras naturales		
Areniscas	2,50	1,80
Basaltos	2,60	2,40
Caliza seca	2,80	2,40
Granito	2,60	2,40
Mármol	2,80	2,50
Pizarras	2,80	2,30
2. Piedras artificiales		
Bloque de concreto tipo intermedio (volumen neto)	1,70	1,30
Bloque de concreto tipo ligero (volumen neto)	1,30	0,90
Bloque de concreto tipo pesado (volumen neto)	2,10	1,90
Concreto reforzado (agregados de peso normal) clase I	2,40	2,20
Concreto reforzado (agregados de peso normal) clase II	2,20	2,00
Concreto simple (agregados de peso normal) clase I	2,30	2,10
Concreto simple (agregados de peso normal) clase II	2,10	1,90
Mampostería de piedras naturales	2,50	2,10
Mortero de cal y arena	1,80	1,50
Mortero de cemento y arena	2,10	1,90

Continuación de la tabla IV.

3. Recubrimientos		
	Peso específico (kg/m²)	
No incluye materiales de unión		
Materiales	Máximo	Mínimo
Azulejo	15,00	10,00
Enladrillado (20 mm)	40,00	30,00
Granito o terrazo	65,00	55,00
Lámina de asbesto (5mm)	10,00	5,00
Loseta asfáltica o vinílica	10,00	5,00
Madera contrachapada (6mm)	4,00	2,50
Tablero de viruta cementada (38 mm)	30,00	20,00
Tablero de yeso (12 mm)	14,00	11,00
4. Materiales diversos		
Materiales	Peso específico (Ton/m³)	
Asfalto	1,30	
Vidrio	2,60	
Yeso	1,10	

Fuente: MELI, Roberto. *Diseño estructural*. p. 129.

Tabla V. **Valores de diseño de materiales según el Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC)**

Material	Gravedad específica
Metales, aleaciones y minerales	
Acero	7,85
Aluminio forjado	2,55-2,75
Bronce	7,40-8,90
Cobre	8,80-9,00
Hierro fundido	7,20
Hierro labrado	7,60-7,90
Latón	8,40-8,70
Magnesio, aleaciones	1,74-1,83
Manganeso	3,70-4,60
Mercurio	13,60
Níquel	8,90-9,20
Oro	19,25-19,30
Plata	10,40-10,60
Platino	21,10-21,50
Plomo	11,37
Zinc fundido	6,90-7,20
Varios sólidos	
Cuero	0,86-1,02
Hule, materia prima	0,92-0,96
Hule, productos de hule	1,00-2,00
Papel	0,70-1,15
Vidrio, común	2,40-2,60
Vidrio, plato o copa	2,45-2,72
Mampostería de ladrillo	
Ladrillo común	1,60-2,00
Ladrillo presionado	2,20-2,30
Ladrillo suave	1,50-1,70
Materiales de construcción varios	
Cal, yeso, suelto	0,85-1,03
Ceniza	0,64-0,72
Escoria, banco de escoria	1,07-1,15
Escoria, escoria de máquina	1,54
Mortero, asentado	1,40-1,90

Fuente: Código AISC método ASD. p. 6-7.

2.2. Carga viva

Es una carga temporal que tiene la dirección de la gravedad. El valor de esta se define analizando la máxima cantidad de personas y equipo que pueden permanecer sobre la estructura simultáneamente. Este valor es proporcional al espacio disponible para el desplazamiento de las personas y el uso que tiene la estructura.

2.2.1. Aspectos generales

Analizando el uso de los rótulos publicitarios, se hace evidente que la mayoría del tiempo la ocupación sobre el mismo es nula, sin embargo, cuando se realiza mantenimiento o cuando se cambia el anuncio en el mismo, es necesario que suban las personas.

Por la razón mencionada anteriormente, los rótulos cuentan con una plataforma bajo y sobre el anuncio, para que cuando se realicen trabajos en el mismo se cuente con un respaldo para laborar con cierta comodidad y seguridad. Para determinar el valor de la carga máxima que soportará el rótulo, se analizará la máxima cantidad de personas necesarias para trabajar en una de las plataformas, al igual que el equipo que necesitan para realizar sus tareas.

Las herramientas y equipos que se considerarán son los siguientes:

- Compresor de aire: para pintar la estructura.
- Soldadora de 225/125 voltios: para realizar reparaciones menores.
- Caja de herramientas y materiales: en este renglón se incluye una serie de herramientas y materiales que pueden resultar útiles para los

trabajadores, también incluye el peso de la caja en sí. Entre las herramientas y el material en cuenta son: barrenos, llaves, niveles, martillos, alicates, tornillos, pinzas y otros.

2.2.2. Valor de la carga viva

El valor de la carga viva depende de la cantidad máxima de personas que puedan trabajar en un espacio con comodidad para movilizarse y para colocar su herramienta y equipo. Por esta razón se definieron dos valores máximos de carga viva, uno para la plataforma tipo 1 y otro para la plataforma tipo 2. Dichos valores distintos de carga viva se utilizarán para realizar el diseño de cada una de esas estructuras. Para definir el valor de la carga viva que debe trasladarse a la viga y a la columna, se elegirá la carga viva total mayor que resulte al comparar la carga viva total sobre una plataforma tipo 1 y una plataforma tipo 2. Al realizar dicha comparación, la plataforma tipo 1 resulta tener menos espacio que la plataforma tipo 2, por lo tanto la plataforma tipo 2 tiene más carga por ocupación.

La carga viva también tiene que ver con la cantidad máxima más probable de personas que puedan llegar a trabajar sobre las plataformas, por ejemplo, no se va considerar que todas las plataformas están colmadas de personas porque dicha condición resulta innecesaria y peligrosa para los trabajadores.

2.2.2.1. Plataforma tipo 1

Esta plataforma se ubica en la parte trasera del rótulo y sirve para que los trabajadores tengan acceso a cada sección del rótulo para brindar el mantenimiento adecuado, además de poder cambiar el anuncio periódicamente.

La ocupación máxima sobre esta estructura corresponde a:

Tabla VI. **Integración de la carga viva para una plataforma tipo 1**

Descripción	Unidades	Peso unidad (kg)	Peso total (kg)
Persona	4	80	320
Soldadora	2	50	100
Compresor para pintura	1	32	32
Caja de herramientas	1	40	40
		Total	492

Fuente: elaboración propia.

Área de plataforma tipo 1,

$$A = 10,19 \text{ m}^2$$

Carga distribuida,

$$\sigma = \frac{492}{10,19} = 48,28 \text{ kg/m}^2$$

2.2.2.2. Plataforma tipo 2

Esta es la plataforma con más espacio y se distribuye alrededor de la parte inferior del panel. Debido a que es más espaciosa, permite que más personas se desplacen sobre ella, lo que hace que su carga viva total sea mayor que sobre el otro tipo de plataforma, además que de esta plataforma se sostienen las lámparas que iluminan el anuncio.

La ocupación máxima sobre esta estructura corresponde a:

Tabla VII. **Integración de la carga viva para una plataforma tipo 2**

Descripción	Unidades	Peso unidad (kg)	Peso total (kg)
Persona	6	80	480
Soldadora	2	50	100
Compresor para pintura	2	32	64
Caja de herramientas	2	40	80
		Total	724

Fuente: elaboración propia.

Área de plataforma tipo 1,

$$A = 26,10 \text{ m}^2$$

Carga distribuida,

$$\sigma = \frac{724}{26,10} = 27,74 \text{ kg/m}^2$$

2.3. Carga por viento

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire provocados por las diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos muy intensos.

2.3.1. Aspectos generales

La intensidad del viento se puede diferenciar por medio de señales que se observan en el entorno. La escala de Beaufort relaciona dichas señales con una velocidad de viento estándar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica, y de las condiciones topográficas y meteorológicas locales.

Al desplazarse una masa de viento, el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad de flujo no perturbado, llamada velocidad gradiente. La rapidez con que la velocidad crece con la altura y, por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, depende de la rugosidad de la superficie del terreno.

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de barlovento, ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta, de sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión según la geometría del objeto.

Para el diseño interesa la fuerza total ejercida sobre una superficie. Esta se obtiene integrando el diagrama de presiones sobre la cara en estudio y suele

expresarse en función de una presión media. Para fines de la determinación de la fuerza total sobre una estructura de dimensiones usuales, no interesa la máxima velocidad que pueda alcanzar el viento en un instante dado, sino el máximo promedio en un lapso suficiente para que la masa de aire pueda rodear la estructura.

El viento es una acción crítica en el diseño de porciones de la construcción que son muy ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, como las estructuras para anuncios y señales. En todos los casos anteriores la acción estática del viento es la que domina.

Tabla VIII. **Escala de Beaufort**

Escala de Beaufort	Velocidad del viento (km/h)		Indicadores	Término meteorológico
0	0	2	Calma; el humo sube verticalmente.	Calma
1	2	5	La dirección se puede apreciar por la dirección del humo, pero no por medio de veletas.	Ventolina
2	6	12	El viento se siente en el rostro, las hojas se mueven ligeramente; las veletas ordinarias se mueven con el viento.	Ligero
3	13	20	Las hojas y las ramas delgadas se mueven constantemente; el viento extiende las banderas ligeras.	Suave
4	21	29	Levanta polvo y papeles sueltos; las ramas pequeñas se mueven.	Moderado
5	30	39	Los árboles pequeños empiezan a balancearse; en los lagos pequeños se observan olas con crestas.	Fresco
6	40	50	Se mueven las ramas grandes; los cables telefónicos silban; es difícil usar sombrillas.	Fuerte
7	51	61	Los árboles enteros se mueven; es incómodo caminar contra el viento.	Muy Fuerte
8	62	74	Se rompen las ramas de los árboles; generalmente no se puede avanzar.	Ventarrón
9	75	87	Daños estructurales ligeros.	Ventarrón Fuerte
10	88	101	Los árboles son arrancados de raíz; ocurren daños estructurales considerables.	Temporal
11	102	116	Acompañado de daños graves generalizados.	Borrasca
12	117	más	Acompañado de devastación.	Huracán

Fuente: www.es.wikipedia.org. Consulta: 21 de noviembre de 2013.

2.3.2. Características del viento en Guatemala

Los vientos predominantes sobre el territorio nacional son el nor-noreste al sur-suroeste; es decir, que siguen las características normales de los alisios. Dada la configuración topográfica del país, en varias regiones del mismo se registran vientos de direcciones diferentes a lo indicado, lo que se debe atribuir únicamente a condiciones exclusivamente locales.

En la costa del pacífico (completamente abierta hacia el océano) se verifican cotidianamente variaciones que en dichos lugares se conocen, respectivamente como brisas del mar y brisas de tierra. En la costa atlántica, por lo abrigado de la bahía de Amatique sucede algo similar, aunque no se marca tan distintivamente. En cualquier parte del territorio, la intensidad máxima de los vientos, normalmente no sobrepasa los 75 a 80 kilómetros por hora, habiendo zonas como los Llanos de Fragua en que los períodos de calma son sensiblemente notorios. En cambio, en la planicie de Zaragoza (Chimaltenango), prevalecen durante todo el año vientos de 40 y 50 kilómetros por hora.

2.3.3. Datos de viento para el departamento de Guatemala

Las características del viento en una región varían según su topografía, presión atmosférica, temperatura y otros factores. Para el estudio del viento en una región se deben realizar mediciones continuas para llevar un registro de la dirección del viento y su velocidad, para luego utilizar dichos datos y generar un modelo que defina el comportamiento general de este factor.

A continuación se presentan datos de la velocidad del viento en la ciudad de Guatemala, en ella se pueden apreciar cuales son los meses con los vientos

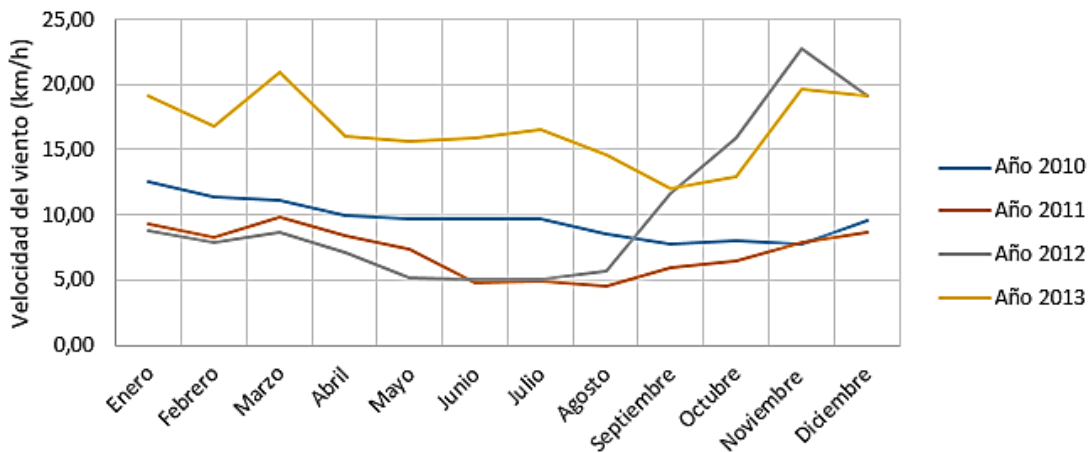
más fuertes, cuanto varía la velocidad del viento respecto a los demás meses y también cuanto varía la velocidad según los años.

Tabla IX. **Velocidad promedio del viento mensual y anual con base en datos del INSIVUMEH**

Velocidad del viento en km/h (promedios mensuales y anuales)													
Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Prom.
2010	12,60	11,40	11,10	10,00	9,70	9,70	9,70	8,50	7,70	8,00	7,80	9,60	9,65
2011	9,30	8,30	9,80	8,40	7,40	4,80	4,90	4,50	5,90	6,40	7,90	8,60	7,18
2012	8,80	7,90	8,60	7,10	5,20	5,00	5,00	5,70	11,70	15,90	22,70	19,20	10,23
2013	19,10	16,80	21,00	16,00	15,70	15,90	16,60	14,60	12,00	12,90	19,60	19,20	16,62

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). www.insivumeh.gov.gt. Consulta: 19 de febrero de 2014.

Figura 12. **Velocidad mensual promedio del viento (km/h)**



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). www.insivumeh.gov.gt. Consulta: 19 de febrero de 2014.

2.3.4. Diseño por viento según código UBC de 1997

El diseño por viento incluye la forma en que se determina la presión del viento y también como se debe distribuir dicha presión sobre la estructura. En este código se encuentran distintos factores que involucran la altura, ubicación, forma y otros, para determinar un valor indicado de fuerza provocada por el viento.

2.3.4.1. Generalidades

La metodología de esta sección es aplicable a todas las edificaciones y estructuras en función de los efectos del viento. Entre las consideraciones a tomar está que el viento proviene de cualquier dirección horizontal y no se debe considerar ninguna reducción de presión del viento por el efecto de protección de las estructuras colindantes.

2.3.4.2. Presiones de diseño de viento

Es la fuerza que se distribuye sobre el área expuesta de la estructura, y que se determina aplicando distintos coeficientes. Todas las variables para determinar la presión para cualquier altura, se toman en cuenta en la siguiente fórmula:

$$P = C_e C_q q_s I_w$$

Donde:

c_e = coeficiente de exposición y de factor de ráfaga

c_q = coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma

I_w = factor de importancia

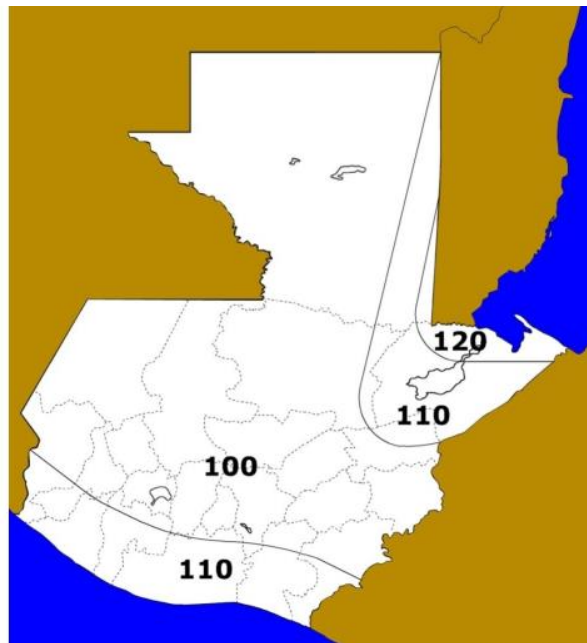
P = presión de diseño de viento

q_s = presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros

2.3.4.3. Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento tiene que ver con las condiciones climáticas y la topografía de cada región, por lo que este valor varía en todo el territorio nacional. En la siguiente figura, se cuenta con un mapa donde se ha zonificado el territorio de Guatemala en función de la velocidad básica.

Figura 13. **Mapa de zonificación por viento para la República de Guatemala**



Fuente: Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales (AGIES). *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura*. p. 31.

2.3.4.4. Presión de remanso del viento (q_s)

La presión básica que produce el viento está en función de la velocidad básica (definida para una altura de 10 metros) y la altura a la que actúa. Este valor se define para condiciones ideales, por lo que esta presión representa solo uno de los factores para determinar la presión que se utiliza en el diseño.

Tabla X. **Presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros (33 pies)**

Velocidad básica del viento (km/h)	Presión q_s (kg/m^2)
112,7	61,57
128,8	80,12
144,9	101,53
161,0	124,97
177,1	151,38
193,2	180,22
209,3	211,42

Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-F.

2.3.4.5. Exposición

Se debe asignar una exposición a cada lugar, para el cual se va a diseñar una edificación o estructura. La exposición está relacionada con el terreno donde se ubica la estructura, depende si este terreno es una planicie abierta, un terreno boscoso, o si tiene pequeñas o grandes edificaciones.

- Exposición B: tiene suelo con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre por lo menos el 20 por ciento del área a nivel del suelo, extendiéndose 1,61 kilómetros o más desde el lugar.
- Exposición C: tiene suelo que es plano y generalmente abierto, extendiéndose 0,81 kilómetros o más desde el lugar en cualquier cuadrante completo.
- Exposición D: representa la exposición más crítica en áreas con velocidades básicas de viento de 129 kilómetros por hora o mayores y tiene un terreno plano y sin obstrucciones frente a grandes cuerpos de agua de más de 1,61 kilómetros o mayores en ancho relativo a cualquier cuadrante del lugar de la edificación. La exposición D se extiende al interior desde la costa a 0,40 kilómetros o a 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.

Para el caso desarrollado en este trabajo, la ubicación del rótulo es en la ciudad de Guatemala, por lo que el tipo de exposición es B.

2.3.4.6. Estructuras y sistemas primarios

El valor de la carga de viento para las estructuras resistentes debe definirse utilizando la fórmula de presión de diseño y los coeficientes, c_q , de los métodos 1 o 2. En este trabajo se utilizará el método 1, porque resulta más práctico de aplicar.

Tabla XI. **Coeficientes de presión c_q**

Estructura o parte de la misma	Factor c_q
Señalización, astas de bandera, postes de luz, estructuras menores	1,40 en cualquier dirección
Comentario: Los factores para los elementos cilíndricos son las dos terceras partes de aquellos para los elementos planos o angulares.	

Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-H.

2.3.4.7. Método 1 (método de la fuerza normal)

El método 1 debe utilizarse para el diseño de estructuras rígidas con techos a dos aguas y puede utilizarse para cualquier estructura. En el método de fuerza normal, debe asumirse que la presión del viento actúa simultáneamente en dirección perpendicular a todas las superficies exteriores.

2.3.4.8. Método 2 (método de área proyectada)

El método 2 puede utilizarse para cualquier estructura menor de 61 metros de altura con excepción de las que utilizan en estructuras rígidas con techos a dos aguas. Este método puede utilizarse en la determinación de la estabilidad para cualquier estructura menor de 61 metros de altura. En el método de área proyectada, se debe asumir que las presiones horizontales actúan sobre toda el área vertical proyectada de la estructura y debe asumirse que las presiones verticales actúan simultáneamente sobre toda el área horizontal proyectada.

Tabla XII. **Coeficiente combinado de altura, exposición y factor de ráfaga, ce**

Altura sobre el nivel promedio del terreno colindante (metros)	Exposición D	Exposición C	Exposición B
0 – 4,572	1,39	1,06	0,62
6,10	1,45	1,13	0,67
7,62	1,50	1,19	0,72
9,14	1,54	1,23	0,76
12,19	1,62	1,31	0,84
18,29	1,73	1,43	0,95
24,38	1,81	1,53	1,04
30,48	1,88	1,61	1,13
36,58	1,93	1,67	1,20
48,77	2,02	1,79	1,31
60,96	2,10	1,87	1,42
91,44	2,23	2,05	1,63
121,92	2,34	2,19	1,80
Los valores para alturas intermedias a los 4,572 m se pueden interpolar.			

Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-G.

2.3.4.9. Categorías de destinos

Define la importancia de la estructura respecto al uso que recibe, la importancia de una estructura está definida por la utilidad que tiene para la sociedad (si su falta de funcionamiento pone en peligro la vida de las personas) o el peligro que representa su colapso (como el caso de una presa o una planta de energía nuclear).

Los rótulos publicitarios se clasifican en la categoría de destino denominada: estructuras para destinos estándar. A esta categoría le corresponde el factor de importancia de viento,

$$I_w = 1,00$$

2.3.4.10. Determinación del valor de la carga por viento para un rótulo publicitario

Se determinarán dos presiones de diseño, una para la carga que recibe la columna y otra para la carga que recibe el panel. Para la determinación de ambas presiones, se definirá la altura media de ambas estructuras, a modo de obtener un valor de presión uniforme para cada caso. Debe tomarse en cuenta que el valor de esta carga irá uniformemente distribuida sobre la superficie de cada elemento, en la proyección normal de los mismos.

2.3.4.10.1. Determinación de los factores de viento

A continuación se calculará el valor de la carga de viento que se usará para el diseño del rótulo de esta investigación. La carga se define a continuación con los conceptos vistos anteriormente, y así obtener los factores necesarios para calcular la presión de diseño por viento:

- Velocidad básica del viento

En base al mapa de zonificación por viento de Guatemala proporcionado por el Código AGIES, para la Ciudad de Guatemala se tiene una velocidad básica de 100 kilómetros por hora.

- Categoría de exposición

Se elige la categoría de exposición B que corresponde a un espacio con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre por lo menos el 20 por ciento del área.

- Factor de importancia

El factor de importancia corresponde a una categoría de destino estándar y el valor es de,

$$I_w = 1,00$$

- Presión de remanso del viento

Se define interpolando un valor de presión de la tabla X en función de la velocidad básica. La velocidad básica es de,

$$v_{basica} = 100 \text{ km/h}$$

Lo que corresponde a una presión de remanso de:

$$q_s = 61,57 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Coeficiente de presión, C_q

Este coeficiente se define usando la tabla XI y depende del tipo de estructura que se trate. Este valor se puede reducir en 2/3 si se trata de un elemento cilíndrico, como lo es la columna, por lo que se obtienen dos valores distintos de C_q para el panel y para la columna.

Panel,

$$c_q (\text{panel}) = 1,40$$

Columna,

$$c_q (\text{columna}) = \frac{2}{3} * 1,40 = 0,93$$

- Coeficiente de exposición y factor de ráfaga, C_e

Este valor depende del tipo de exposición y de la altura de la estructura. Para calcular este factor se utilizará la altura promedio de la columna y del

panel, para obtener de esta manera dos factores distintos y uniformes para cada elemento.

Panel,

$$\text{Altura promedio del panel} = 14,50 + \frac{6}{2} = 17,50 \text{ m}$$

$$c_e(\text{panel}) = 0,94 \text{ (Se obtiene interpolando en los valores de la tabla XII).}$$

Columna,

$$\text{Altura promedio columna} = \frac{14,50}{2} = 7,25 \text{ m}$$

$$c_e(\text{columna}) = 0,70 \text{ (se obtiene interpolando en los valores de la tabla XII).}$$

- Presión del viento

Utilizando cada uno de los factores que requiere la fórmula para determinar la carga de viento, se define a continuación esta carga para la columna y para el panel:

Panel,

$$P_{\text{panel}} = 0,94 * 1,40 * 61,57 * 1,00 = 81,03 \text{ kg/m}^2$$

Columna,

$$P_{\text{columna}} = 0,70 * 0,93 * 61,57 * 1,00 = 40,08 \text{ kg/m}^2$$

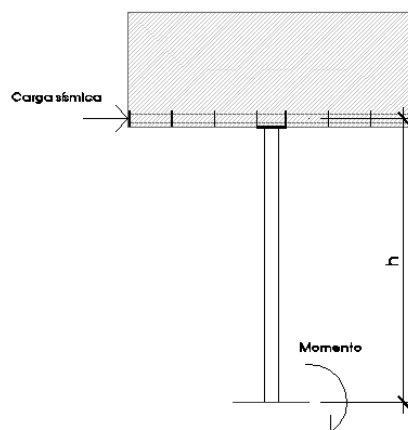
2.4. Carga sísmica

La carga de sismo es un factor importante en el diseño de un rótulo, debido a la configuración del mismo. Al analizar la forma de este sistema, se puede apreciar que su masa se concentra en su parte superior, por lo tanto su centro de gravedad se encuentra desplazado sobre su altura media. Por esta razón se dice que un rótulo publicitario bajo un sismo, se comporta como un péndulo invertido.

2.4.1. Aspectos generales

Se puede hacer una analogía entre el comportamiento de un rótulo ante un sismo y un péndulo invertido. En el caso de un rótulo publicitario, el pivote se ubica teóricamente al nivel donde inicia la cimentación (la cual funciona como un empotramiento), la masa del rótulo se ubica en el centro de gravedad del rótulo, la fuerza del sismo actúa sobre su centro de masa y provoca momentos respecto a la cimentación.

Figura 14. Efecto del sismo en un rótulo en voladizo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.4.2. Introducción a la sismología

La sismología comprende una parte de los estudios de la geofísica, se encarga de estudiar la Tierra y en especial el fenómeno de los terremotos. Esta ciencia es muy útil en la ingeniería porque ayuda a comprender varios conceptos como el comportamiento que tienen las estructuras bajo un sismo de cierta magnitud o el riesgo sísmico de cierta región.

2.4.2.1. Sismología

La sismología trata de comprender el origen y propagación de las ondas sísmicas por medio del registro y análisis del movimiento del suelo producido por los temblores.

La herramienta utilizada para registrar los sismos es el sismógrafo, el cual genera diagramas en donde se traza una gráfica continua del movimiento del suelo en tres ejes ortogonales respecto al tiempo, estos diagramas se llaman sismogramas. Las principales características de un sismograma dependen del tipo de fuente que originó el temblor (origen del sismo, ya sea por causas naturales o humanas), la posición de la estación que lo registró respecto a la fuente del movimiento, el medio por el cual se propagaron las ondas sísmicas, y el tipo de instrumento en la estación.

Por su origen, los sismos se clasifican en naturales o artificiales. Los sismos naturales son los producidos por fallas geológicas, la actividad volcánica y por agentes meteorológicos, tales como el oleaje del mar. Los sismos artificiales son todos aquellos producidos por la actividad del hombre, entre las principales están las explosiones para la exploración minera, explosiones nucleares, y vibraciones producidas por fábricas y el tráfico de vehículos

pesados. Los sismos de origen tectónico presentan el mayor peligro o amenaza para el hombre. Estos sismos se producen por el movimiento relativo entre dos partes de la corteza a lo largo de una falla.

El punto del cual parten las ondas sísmicas se denomina hipocentro, que se identifica por sus coordenadas en el plano terrestre y su profundidad. El epicentro es la proyección del hipocentro sobre la superficie de la Tierra y se identifica únicamente con las coordenadas en el plano terrestre. Los parámetros principales con los que se caracteriza un sismo son: hipocentro, tiempo de origen (momento en que se generan las ondas) y la magnitud.

2.4.2.2. Magnitud de los sismos

La magnitud de los sismos ha resultado importante para los científicos, para llevar un registro exacto de la actividad sísmica, y de esta forma comprender el comportamiento de estos fenómenos y también lograr pronosticar escenarios futuros. Las dos escalas más conocidas para determinar la magnitud de un sismo son: la escala de Richter y Mercalli. Una escala determina la capacidad de un sismo en función de la energía que libera y la otra según las consecuencias que provoca.

2.4.2.2.1. Escala de Richter

Esta escala recibe su nombre en honor al sismólogo estadounidense Charles Richter; también se conoce como escala de magnitud local. Se trata de una escala logarítmica que asigna un número para cuantificar la energía que libera un terremoto.

Esta escala se usa para determinar la magnitud de sismos entre los valores de 2,0 y 6,9, los sismos con intensidades superiores a los 6,9 se miden con la escala sismológica de magnitud de momento.

2.4.2.2. Escala de Mercalli

La escala sismológica de Mercalli es de de 12 grados desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos en función de las consecuencias y perjuicios causados a distintas estructuras. Debe su nombre al físico italiano Giuseppe Mercalli.

Tabla XIII. Escala de Richter

Magnitud de Richter	Magnitud de momento	Referencia
1,0		Pequeña explosión en un sitio de construcción
1,5		Bomba convencional de la Segunda Guerra Mundial
3,0		Explosión de una planta de gas
3,5		Explosión de una mina
4,5		Bomba atómica de baja potencia.
5,5		Terremoto de El Calvario (Colombia) de 2 008
6,0		Terremoto de Double Spring Flat de 1 994 (Nevada, Estados Unidos)
6,5		Terremoto de Northridge de 1 994 (California, Estados Unidos)
	7,0	Terremoto de Puerto Príncipe de 2 010 (Haití)
	7,4	Terremoto de Guatemala de 2 012
	7,5	Terremoto de Guatemala de 1 976
	8,0	Terremoto del Perú de 2 007 (Pisco, Perú)

Continuación de la tabla XIII.

	8,4	Bomba del Zar
	8,9	Terremoto de Sumatra de 2 012
	9,0	Terremoto de Japón de 2 011
	9,5	Terremoto de Valdivia de 1 960 (Chile)

Fuente: Wikipedia. www.es.wikipedia.org. Consulta: 5 de febrero de 2014.

Tabla XIV. **Escala de Mercalli modificada**

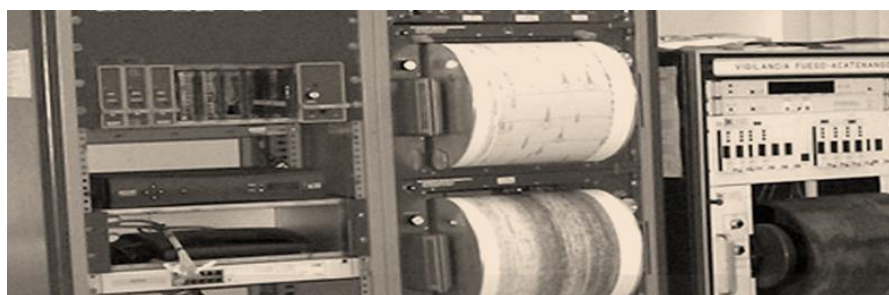
Grado		Descripción
I	Muy débil	Imperceptible para la mayoría excepto en condiciones favorables.
II	Débil	Perceptible sólo por algunas personas en reposo. Los objetos colgantes suelen oscilar.
III	Leve	Muchos no lo perciben como un terremoto. Los automóviles detenidos se mueven ligeramente.
IV	Moderado	Perceptible por la mayoría de personas dentro de los edificios, por pocas personas en el exterior durante el día. Perturbación en cerámica, puertas y ventanas.
V	Poco fuerte	Sacudida sentida casi por todo el país o zona y algunas piezas de vajilla o cristales de ventanas se rompen. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos.
VI	Fuerte	Sacudida sentida por todo el país o zona. Algunos muebles pesados cambian de sitio y provoca daños leves, en especial en viviendas de material ligero.
VII	Muy fuerte	Daños insignificantes en estructuras de buen diseño y construcción. Daños leves a moderados en estructuras ordinarias bien construidas. Daños considerables en estructuras pobremente construidas.

Continuación de la tabla XIV.

VIII	Destructivo	Daños leves en estructuras especializadas. Daños considerables en estructuras ordinarias bien construidas, posibles derrumbes. Daño severo en estructuras pobremente construidas.
IX	Muy destructivo	Pánico generalizado. Daños considerables en estructuras especializadas, paredes fuera de plomo. Grandes daños en importantes edificios, con derrumbes parciales. Edificios desplazados fuera de las bases.
X	Desastroso	Algunas estructuras de madera bien construidas quedan destruidas. La mayoría de las estructuras de mampostería destruidas, marcos destruidos con sus bases.
XI	Muy desastroso	Pocas estructuras de mampostería, si las hubiera, permanecen en pie. Puentes destruidos. Vías ferroviarias curvadas en gran medida.
XII	Catastrófico	Destrucción total con pocos supervivientes. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados. Imposibilidad de mantenerse en pie.

Fuente: Wikipedia. www.es.wikipedia.org. Consulta: 5 de febrero de 2014.

Figura 15. Sismógrafo en funcionamiento



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). www.insivumeh.gob.gt. Consulta: 24 de febrero de 2014.

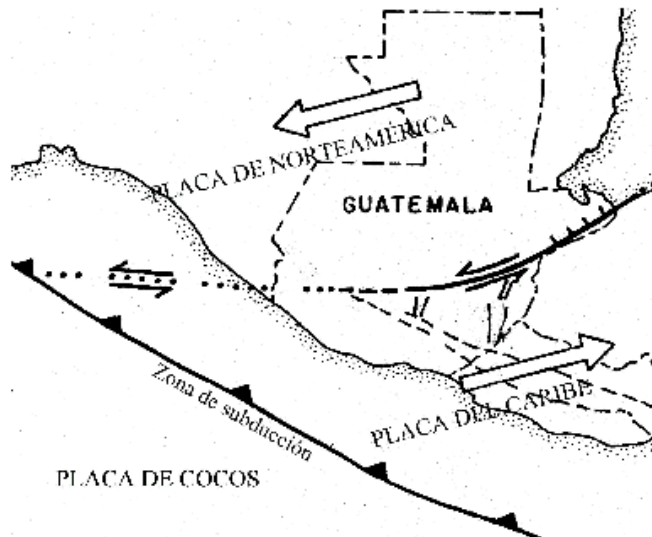
2.4.2.3. Características sísmicas de Guatemala

El territorio guatemalteco se asienta sobre tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y Cocos. Los movimientos relativos entre estas placas a través del tiempo han definido las principales características topográficas y sismológicas del país.

El contacto entre las placas de Norteamérica y Caribe es de tipo transcurrente, se manifiesta en la superficie con las fallas de Chixoy-Polochic y Motagua. El contacto entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente, en el cual la Placa de Cocos se mete por debajo de la Placa del Caribe (fenómeno conocido como subducción). Este proceso da origen a una gran cantidad de temblores y formación de volcanes. El contacto entre estas dos placas está aproximadamente a 50 kilómetros frente a las costas del Océano Pacífico.

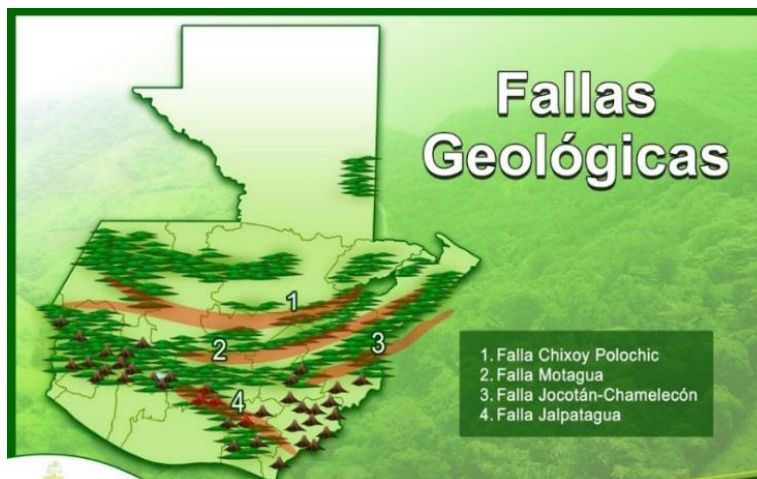
A su vez, estos dos procesos generan deformaciones al interior de la Placa del Caribe, produciendo fallas secundarias como: Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula, entre otras.

Figura 16. **Características tectónicas de Guatemala**



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). www.insivumeh.gob.gt. Consulta: 24 de febrero de 2014.

Figura 17. **Fallas geológicas de Guatemala**



Fuente: www.encyclopediaguatemala.org.gt. Consulta: 24 de febrero de 2014.

Figura 18. Fallas del departamento de Guatemala



Fuente: el periódico de Guatemala. www.elperiodico.com.gt. Consulta: 24 de febrero de 2014.

2.4.3. Procedimiento de diseño por sismo

Un sismo consiste en el movimiento de la corteza terrestre el cual provoca aceleraciones sobre la superficie, lo que trae como consecuencia fallas sobre los cuerpos que se asientan en el suelo, deslizamientos y fisuras del suelo, entre otras. Una carga sísmica es el producto de una aceleración provocada por un movimiento telúrico y la masa del cuerpo sobre el que se provoca movimiento. El diseño por sismo consiste en definir la aceleración máxima más probable que puede afectar a una estructura, en función de su ubicación, el tipo de suelo, su geometría y otros factores.

Para definir la carga sísmica existen distintos métodos, los cuales a través de observaciones y ensayos, definen un valor conservador, tomando en cuenta factores estructurales y geológicos de un sistema. Entre los métodos que se pueden mencionar son el estático y el dinámico. El método dinámico consiste en realizar un modelo fiel al sistema real, integrando datos geológicos precisos y cargas actuantes, y con ello se observa el comportamiento de la estructura durante el fenómeno y los esfuerzos generados mediante una simulación; los resultados obtenidos son bastante exactos.

El método estático consiste en definir una carga sísmica por medio de coeficientes, que dependen de las características sísmicas del lugar donde se asienta la estructura y también los materiales, el sistema estructural y la geometría de la obra. Con el método estático, se obtiene una carga sísmica conservadora y más grande que con el método dinámico.

En este trabajo, se utilizará el método estático porque resulta más simple de aplicar y también porque un diseño utilizando este método resulta más conservador y por lo tanto más seguro.

2.4.4. Diseño por sismo con el método estático equivalente del código UBC de 1997

El método estático consiste en considerar la aceleración sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales al peso de la estructura. Este procedimiento, es aplicable a sistemas de configuraciones regulares en su rigidez y masa, tanto en su planta como en toda su altura.

2.4.4.1. Categorías de diseño

Los rótulos publicitarios se clasifican en la categoría de destino denominada: estructuras para destinos estándar. A esta categoría le corresponde el factor de importancia sísmica: $I = 1,00$, lo que significa que no se aplica un aumento significativo en la carga sísmica.

2.4.4.2. Geología y características del suelo del lugar

El suelo es el medio por el cual se transmite el sismo, por lo que tiene mucha incidencia en la magnitud que presente sobre las estructuras sustentadas en este medio. Por esta razón, se le debe asignar un tipo de perfil de suelo al lugar, basándose en datos geotécnicos y refiriéndolos a la tabla siguiente.

Tabla XV. Tipo de perfil de suelo

Tipo de perfil de suelos	Nombre del perfil de suelos, descripción genérica
Sa	Roca dura
Sb	Roca
Sc	Suelo muy denso y roca blanda
Sd	Perfil de suelo rígido
Se	Perfil de suelo sólido
Sf	Suelo que requiere evaluación específica del lugar
El suelo de perfil tipo Se también incluye cualquier tipo de suelo con más de 30,48 metros de arcilla blanda.	

Fuente: Código UB 1997. Tabla 16-J.

Nota: para documentarse con información más extensa sobre las características de cada tipo de suelo consultar la tabla 16-J del Código Uniforme de la edificación de 1997.

Cuando no se conozcan las propiedades del suelo en suficiente detalle para determinar el tipo de perfil del suelo, se debe emplear el tipo Sd. No es necesario asumir los tipos de perfil Se o Sf a menos que se considere que estos tipos pueden estar presentes en el lugar, o se establezcan por datos geotécnicos.

Los tipos de perfil de suelo Sa, Sb, Sc, Sd y Se, se definen en la tabla anterior y el tipo de perfil de suelo Sf se define como los suelos que requieren una evaluación específica del lugar.

Para el problema en curso se trabajará con un suelo de bajo valor soporte, el cual corresponde al tipo Se.

2.4.4.3. Sistemas estructurales

Es un sistema espacial completo que proporciona soporte a las cargas laterales y por gravedad. En el caso de los rótulos publicitarios, el sistema utilizado es el de estructuras comunes de acero resistentes a momento.

2.4.4.4. Procedimiento de diseño con el método de fuerza estática

En esta sección se presenta el criterio para determinar los factores que se utilizan para calcular la carga sísmica. Estos factores se definen por medio de tablas que se encuentran en el Uniform Building Code e 1997, las cuales

engloban características como la cercanía a la fuente del sismo, el tipo de suelo, la importancia de la estructura y otros.

2.4.4.4.1. Esfuerzo de corte basal para diseño

A continuación se presentan distintos criterios para calcular el valor de la carga sísmica; en todos los casos se involucra el peso de la estructura. Los criterios para elegir entre los distintos valores de diseño, son el período de la estructura y el nivel de seguridad que se busca darle al diseño.

El esfuerzo de corte basal total de diseño en una dirección determinada debe calcularse en base a la siguiente fórmula:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

$$V = \frac{2,5C_a I}{R} W$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe ser menor de lo siguiente:

$$V = 0,11C_a IW$$

Además, para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total también debe no ser menor de lo siguiente:

$$V = \frac{0,8Z N_v I}{R} W$$

2.4.4.4.2. Período de la estructura

El período fundamental de una estructura es el tiempo que tarda en dar un ciclo completo, cuando actúa bajo una vibración no forzada. La relación entre el período fundamental y el período con el que actúa el sismo, incide en la fuerza sísmica que experimenta el sistema.

Para todas las edificaciones, el valor de T puede aproximarse mediante la siguiente fórmula:

$$T = C_T (h_n)^{3/4}$$

Donde:

$C_T = 0,0853$ para pórticos de acero resistentes a momentos.

$C_T = 0,0731$ para pórticos de hormigón reforzado resistente a momentos y estructuras arriostradas excéntricamente.

$C_T = 0,0488$ para todas las demás edificaciones.

Se utilizará un valor de $c_T = 0,0488$, dado que nuestra estructura no pertenece a un pórtico de hormigón ni de acero resistente a momentos.

2.4.4.4.3. Factores sísmicos

Los factores sísmicos califican de forma cuantitativa cada una de las características del sismo, logrando así definir un valor de la fuerza sísmica que

actúa sobre una estructura. Estos factores toman en la cercanía a la fuente sísmica y el tipo de sismo.

- Zona sísmica

A cada estructura se le debe asignar un factor de zona sísmica Z, de acuerdo con la tabla siguiente. Para Guatemala, se recomienda utilizar la zona sísmica 4.

Tabla XVI. **Factor de zona sísmica para distintas ubicaciones**

Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0,075	0,150	0,200	0,300	0,400

Fuente: Código UBC 1997, Tabla 16-I.

- Factor de cercanía a la fuente de origen de la zona sísmica 4

En la zona sísmica 4, a cada lugar se le debe asignar un factor de cercanía a la fuente y tipo de lugar de origen del sismo, de acuerdo a las siguientes tablas.

Tabla XVII. **Factor de cercanía a la fuente, Na**

Tipo de sismo	Distancia más próxima a la fuente del sismo conocida		
	< 2km	5 km	> 10km
A	1,5	1,2	1
B	1,3	1	1
C	1	1	1

Fuente: Código UBC 1997, Tabla 16-S.

Tabla XVIII. **Factor de cercanía a la fuente, Nv**

Tipo de sismo	Distancia más próxima a la fuente del sismo conocida			
	< 2km	5 km	> 10km	> 15 km
A	2,0	1,6	1,0	1,0
B	1,6	1,2	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-T.

Tabla XIX. **Tipo de lugar de origen del sismo**

Tipo de lugar de origen del sismo	Descripción a la fuente del sismo
A	Fallas que pueden producir eventos de gran magnitud y que tienen una alta relación de actividad sísmica.
B	Otras fallas además de los tipos A y C.
C	Fallas que no pueden producir eventos de gran magnitud y que tienen una relación de actividad sísmica relativamente baja.

Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-U.

Nota: para documentarse con información más extensa sobre las características de cada lugar de tipo de sismo consultar la tabla 16-U del Código Uniforme de la edificación de 1997.

2.4.4.4. Coeficientes de respuesta sísmica

Los coeficientes de respuesta sísmica brindan un valor cuantitativo al resultado que provoca la interacción del sismo de una zona sísmica específica, en un cierto perfil de suelo. Se representan con los coeficientes, C_a y C_v , de acuerdo con las siguientes tablas.

Tabla XX. Coeficiente sísmico C_a

Tipo de perfil de suelo	Z=0,075	Z=0,150	Z=0,200	Z=0,300	Z=0,400
Sa	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 Na
Sb	0,08	0,15	0,2	0,30	0,40 Na
Sc	0,09	0,18	0,24	0,33	0,40 Na
Sd	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44 Na
Se	0,19	0,30	0,34	0,36	0,36 Na
Sf	***				
Se deben realizar investigaciones geotécnicas y análisis de respuesta dinámica específicos del lugar para determinar los coeficientes de sismicidad para el tipo de perfil de suelo Sf.					

Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-Q.

Tabla XXI. **Coefficiente sísmico Cv**

Tipo de perfil de suelo	Z=0,075	Z=0,150	Z=0,200	Z=0,300	Z=0,400
Sa	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 Nv
Sb	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40 Nv
Sc	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 Nv
Sd	0,18	0,32	0,40	0,54	0,64 Nv
Se	0,26	0,50	0,64	0,84	0,96 Nv
Sf	***				
Se deben realizar investigaciones geotécnicas y análisis de respuesta dinámica específicos del lugar para determinar los coeficientes de sismicidad para el tipo de perfil de suelo Sf.					

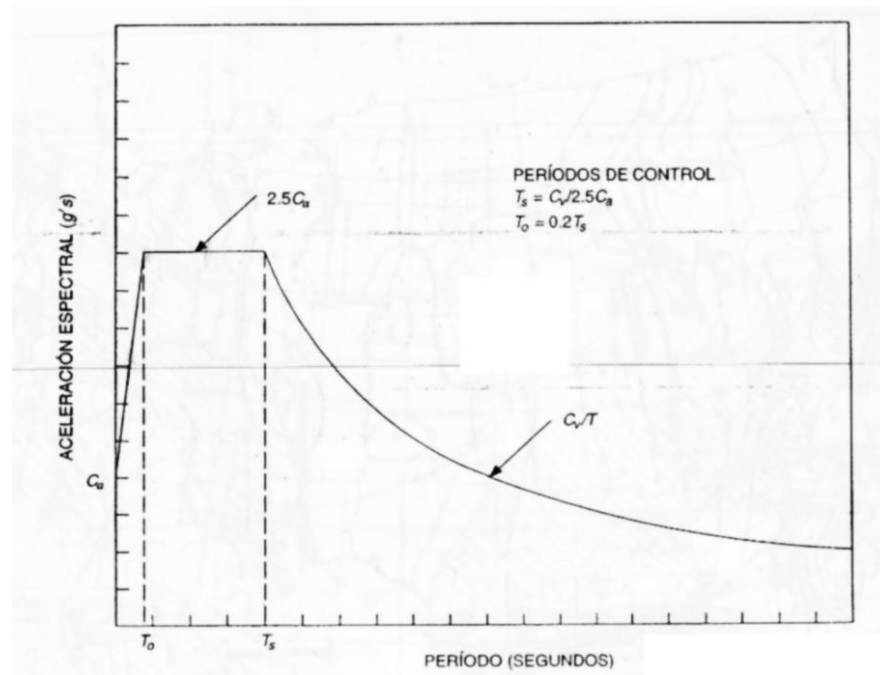
Fuente: Código UBC 1997. Tabla 16-R.

2.4.4.4.5. Factores de amplificación

El factor Ω_0 se requiere para incluir la sobrerresistencia estructural y el factor R es un coeficiente numérico que representa la sobrerresistencia y capacidad de ductilidad de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales.

Estos valores se determinan dependiendo del sistema estructural básico. Para un sistema de estructuras comunes de acero resistentes a momentos se tiene un valor de $R = 4,50$ y $\Omega_0 = 2,80$.

Figura 19. Espectros de respuesta de diseño con base en UBC



Fuente: Código UBC 1997. p. 16-44

2.4.4.5. Determinación del valor de la carga sísmica para un rótulo publicitario

El procedimiento que se utilizará es el de la fuerza estática y las fórmulas que aplican se presentan a continuación. De cada uno de los criterios que se presentan, se realizará un promedio entre los dos valores más altos, para tomar una postura conservadora.

2.4.4.5.1. Determinación de los factores sísmicos

Se usarán los valores definidos anteriormente para calcular los distintos factores sísmicos que se utilizan para obtener la carga sísmica, con base en cada uno de los criterios. Finalmente, se elegirá una carga sísmica entre los criterios disponibles, para diseñar el rótulo de esta investigación.

- Factor de importancia sísmica

De acuerdo con la acorde a la categoría de destino estructuras para destinos estándar, se tiene,

$$I = 1,00$$

- Tipo de suelo

En base a la tabla XV, se eligió el perfil de suelo sólido, Se.

- Período de la estructura

Este se determina conociendo el valor de la constante C_T y la altura de la estructura, la fórmula es la siguiente:

$$T = C_T(h_n)^{3/4}$$

Donde:

$$c_T = 0,0488$$

$$h_n = 14,50 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores, se calcula el periodo de la estructura,

$$T = 0,0488 * (20,60)^{\frac{3}{4}} = 0,36 \text{ s}$$

- Zona sísmica y factor de zona sísmica

Debido a la intensidad y recurrencia de los sismos en la zona, se decide clasificar la ciudad de Guatemala (lugar donde se ubica el rótulo), como zona sísmica 4. Para la zona sísmica 4, el factor correspondiente es,

$$Z = 0,400$$

- Distancia a la fuente de sismo

Se utilizará un valor de 5 kilómetros debido a que la ciudad se encuentra rodeada de varias fallas activas que pueden ocasionar sismos.

- Tipo de lugar de origen del sismo

Los antecedentes dejan claro que los movimientos sísmicos que se pueden producir en el área capital son de gran magnitud, por lo que el tipo de lugar de origen del sismo se denomina tipo A.

- Factores de cercanía a la fuente N_a y N_v

Estos valores se definen conociendo el tipo de lugar de origen del sismo y la distancia hacia la fuente del sismo, y buscando el valor correspondiente de N_a y N_v en las tablas. Para este caso los valores son:

$$N_a = 1,20$$

$$N_v = 1,60$$

- Coeficientes de respuesta sísmica

Estos se definen en base al tipo de suelo y el factor de zona sísmica Z.

$$c_a = 0,36N_a = 0,36 * 1,20 = 0,43$$

$$c_v = 0,96N_v = 0,96 * 1,60 = 1,54$$

- Factores de amplificación

Estos valores se determinan dependiendo del sistema estructural básico. Para un sistema de estructuras comunes de acero resistentes a momentos se tiene un valor de $R = 4,50$ y $\Omega_0 = 2,80$.

- Cálculo de la carga sísmica utilizando los factores calculados

Utilizar el mayor valor calculado a partir de los siguientes criterios,

Criterio 1

$$V = \frac{C_v I}{RT} W = \frac{1,54 * 1,00}{4,50 * 0,36} * W = 0,95 * W$$

Criterio 2

$$V = \frac{2,5C_a I}{R} W = \frac{2,50 * 0,43 * 1,00}{4,50} * W = 0,24 * W$$

Criterio 3

$$V = 0,11C_aIW = 0,11 * 0,43 * 1,00 * W = 0,05 * W$$

Criterio 4

$$V = \frac{0,8ZN_vI}{R}W = \frac{0,80 * 0,400 * 1,60 * 1,00}{4,50} * W = 0,11 * W$$

El valor final de la carga resulta en,

$$V = 0,95 * (12\ 010,69) = 11\ 410,16\ kg$$

A continuación se presenta el espectro de diseño de la estructura bajo análisis, para tener un panorama de la forma en que se comporta el rótulo ante la acción de la carga sísmica.

Tabla XXII. **Valores del espectro de diseño del rótulo en cuestión**

Descripción		Valor	Abcisa
Origen	x=0	0,00	0,430
Periodo de control 1	To	0,29	1,075
Periodo de la estructura	T	0,36	1,075
Periodo de control 2	Ts	1,43	1,075
Periodo	T1	1,50	1,027
Periodo	T2	2,00	0,770
Periodo	T3	2,50	0,616
Periodo	T4	3,00	0,513

Fuente: elaboración propia.

Donde:

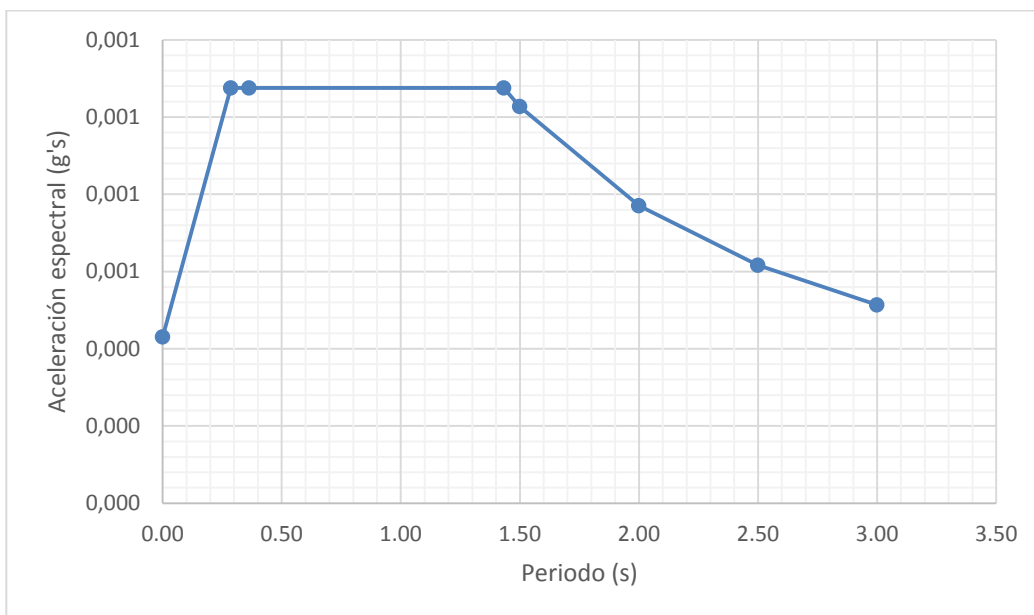
T_o = período de control 1

T_s = período de control 2

T = período natural de la estructura

$T_1, T_2, \dots T_n$ = períodos aleatorios mayores al período de control 2

Figura 20. **Espectro de diseño del rótulo**



Fuente: elaboración propia.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE RÓTULOS PUBLICITARIOS

3.1. Descripción general del procedimiento

Para determinar el efecto de las distintas cargas en la estructura es necesario analizar cada uno de los elementos del sistema en forma individual.

La tarea de estudiar cada uno de los elementos por separado requiere que se tome en cuenta el tipo de restricción que cada uno posee para mantenerse en equilibrio, determinar el valor y ubicación de las cargas sobre el sistema y también definir la forma en que actúan las cargas como: puntualmente, linealmente, distribuida superficialmente, entre otras.

Para realizar el diseño de la estructura completa es necesario dividir la misma en elementos más simples para poder apreciar más fácilmente la forma en que actúan los distintos esfuerzos y las características mecánicas que deben tener los elementos para poder resistirlos.

El análisis estructural implica integrar cada una de las cargas independientemente y determinar el corte, torsión o flexión que provocan en el sistema. Como la estructura completa está integrada por un conjunto de elementos más simples conectados entre sí, cada uno de estos elementos se analiza individualmente y luego las reacciones que ellos provocan se transmiten hacia el elemento que los respalda.

El análisis estructural y la integración de cargas de los elementos se realizan desde el elemento más superficial del sistema, entendiéndose como el que

no sostiene a nadie más que así mismo y se apoya en el resto de la estructura. Una vez se determinan las reacciones en las uniones del primer elemento, se trasladan las reacciones provocadas en el elemento de sujeción y se agregan también otras cargas que afecten directamente al nuevo elemento. Se sigue esta secuencia hasta llegar a la cimentación, la cual no se sustenta en ningún otro elemento más que en el suelo. Además de realizar el análisis de la estructura principal, también se determinan las fuerzas y momentos que actúan sobre cada una de las uniones para posteriormente chequear su resistencia.

En este trabajo se realiza una simplificación en la forma de integrar las cargas hacia cada elemento, sin embargo, con esta simplificación se obtienen resultados muy similares a si se trasladaran las cargas a través de las conexiones. La simplificación consiste en integrar las cargas a cada uno de los elementos, distribuyéndolas superficialmente y luego, utilizar áreas tributarias para determinar las fuerzas que actúan sobre los elementos posteriores. Esta simplificación se utilizó porque las reacciones que se debían transmitir eran demasiadas, y los resultados obtenidos eran muy similares a si se integraran por áreas tributarias.

Al finalizar el análisis de los diagramas de cuerpo libre de cada uno de los elementos y determinar las reacciones, se realizan diagramas de fuerza cortante, momento flexionante y fuerza normal. Estos diagramas se trazan con la finalidad de facilitar el proceso de diseño del sistema porque, en estos diagramas se pueden apreciar rápidamente los esfuerzos máximos a utilizar en las ecuaciones de diseño.

Cabe mencionar que el análisis y diseño de una estructura es un procedimiento iterativo, el cual se va refinando con cada repetición. Para desarrollar la primera iteración es necesario realizar un pre diseño de todo el

sistema, eligiendo perfiles tentativos para cada elemento; el pre diseño define la carga muerta y la geometría del sistema. Al terminar la primera iteración se obtienen los esfuerzos actuantes, y con base en estos se realiza el diseño. Si se considera que existen cambios que afecten significativamente las cargas sobre el nuevo diseño respecto a las del diseño anterior, se realizan más iteraciones hasta obtener resultados más consistentes.

A continuación se detalla la forma en que los elementos del sistema interactúan, transmitiendo entre ellos las distintas cargas que los afectan, generándose esfuerzos en cada uno de los elementos durante este proceso.

Debe mencionarse que cada una de las cargas actuantes se analizará por separado para posteriormente combinarse por medio de ecuaciones obtenidas del código UBC (por sus siglas en inglés), el diseño del sistema se realizará en base a la combinación que produzca los esfuerzos máximos.

3.2. Prediseño

El diseño preliminar del rótulo se presentó en el capítulo primero de este trabajo. En base a este diseño preliminar, se definieron las dimensiones de los elementos y las características de los materiales con que deben ser fabricados cada uno de ellos; en base a esta información se determinaron los valores de cada una de las cargas que actúan sobre el rótulo y también la geometría de los elementos que se deben analizar.

Tabla XXIII. Integración del peso del rótulo en base al prediseño

Descripción	Cantidad		Peso
	Metros	Metros ²	Kg
Estructura del panel			
Tubo de 2"x2" chapa 14	318,00	0,00	887,22
Lamina negra de 1/16"	0,00	180,00	2 242,78
		Subtotal	3 129,98
Contravientos			
Tubo de 4"x4" chapa 14	107,39	0,00	615,36
Tubo de 1"x1" chapa 14	93,98	0,00	125,00
Varilla A36 ϕ 5/8"	155,25	0,00	240,64
		Subtotal	980,99
Marcos			
Tubo de 4"x4" chapa 14	54,00	0,00	309,40
		Subtotal	309,40
Estructura rigidizante			
Tubo de 1"x1" chapa 14	158,01	0,00	210,16
		Subtotal	210,16
Plataformas tipo 1			
Angular de 1 1/2"x1 1/2"x1/8"	88,89	0,00	125,69
Lamina desplegada de 1/16"	0,00	20,39	85,51
		Subtotal	211,21
Plataformas tipo 2			
Angular de 1 1/2"x1 1/2"x1/8"	88,72	0,00	162,36
Lamina desplegada de 1/16"	0,00	26,10	109,47
Tubo de 1"x1" chapa 14	97,80	0,00	130,08
		Subtotal	401,91

Continuación de la tabla XXIII.

Descripción	Cantidad		Peso
	Metros	Metros ²	Kg
Viga			
Viga $\phi 24"$, $t=1/4"$	15,00	0,00	1 416,80
		Subtotal	1 416,80
Columna			
Columna $\phi 36"$, $t=1/2"$	14,50	0,00	4 094,31
		Subtotal	4 094,31
Platinas y tornillos			
Descripción	Metros	Unidades	Peso
Platina de $60" \times 55" \times 1/2"$	0,00	2,00	424,44
Platina de $50" \times 30" \times 1/2"$	0,00	8,00	771,70
Tornillos	0,00	1,00	59,81
		Subtotal	1 255,94
Peso total			12 010,69

Fuente: elaboración propia.

3.3. Análisis por carga muerta

Este análisis comprende en definir la forma en que la carga muerta se transmite de un elemento a otro. La distribución se realizó por medio de áreas tributarias, transmitiendo el peso uniformemente distribuido de las distintas partes del rótulo a las uniones con el elemento que los sustenta.

3.3.1. Introducción

La carga muerta tiene diferentes efectos sobre los cuerpos, dependiendo de la forma en que se aplique. A continuación se analizarán los elementos del rótulo por carga muerta, se observará que esta carga afecta a todos los elementos del sistema (porque el peso propio afecta a todos los cuerpos).

3.3.2. Estructura del panel

La estructura del panel se compone de una lámina, tubos verticales y tubos horizontales. A continuación se elegirá un tubo horizontal de esta estructura, que tenga una carga muerta mayor respecto a los demás, y en base a ello se obtendrán los esfuerzos máximos que servirán para elegir un perfil adecuado para toda la estructura. No se analizarán los tubos verticales dado que en una inspección preliminar, se observó que los esfuerzos máximos se obtienen en los tubos horizontales.

El tubo horizontal debe cargar el peso de la lámina del panel, a los tubos verticales y su peso propio. Para simplificar la integración de cargas, se calculó el peso total de la estructura del panel y se distribuyó sobre toda su área. Posteriormente se definió la carga sobre cada tubo, donde el producto de la carga distribuida superficialmente y el ancho tributario a cada tubo, resulta en una carga linealmente distribuida.

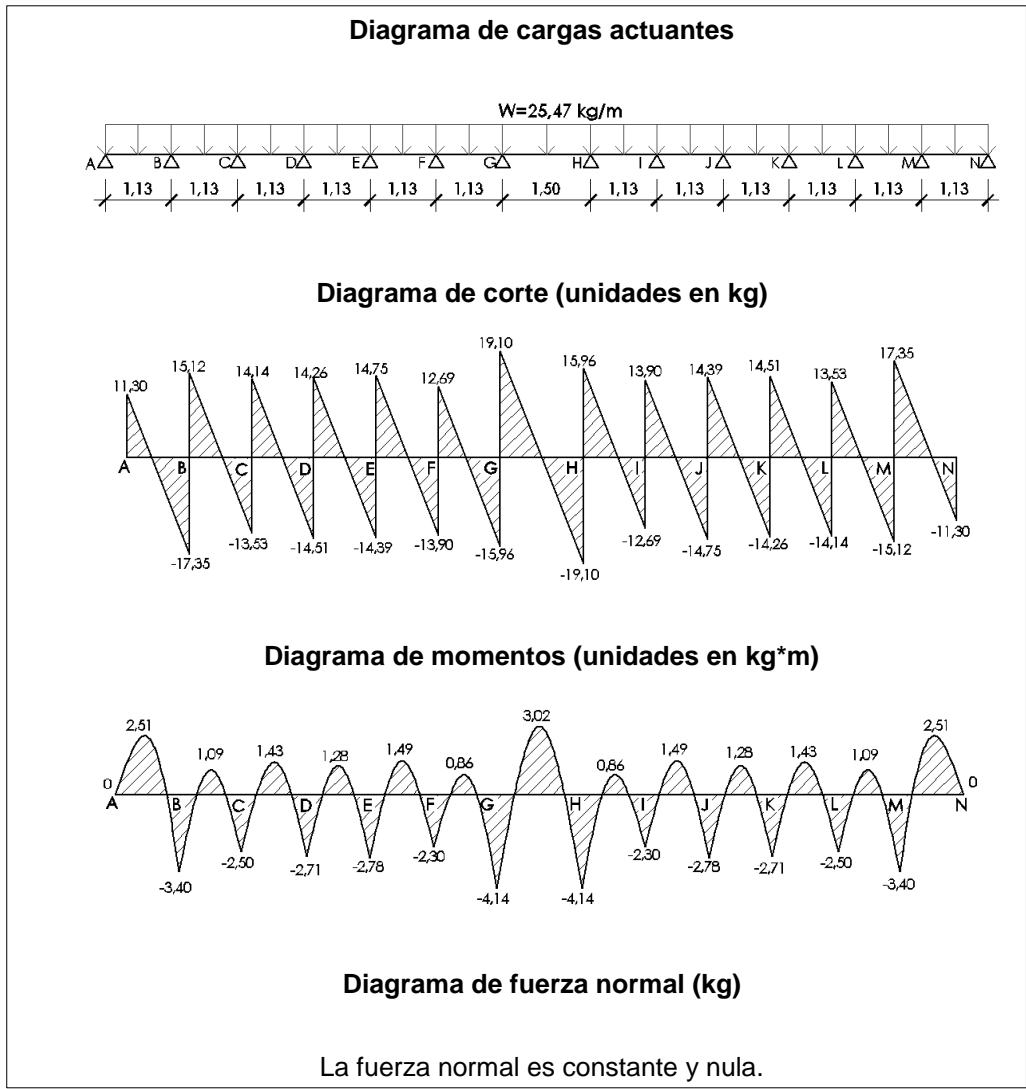
- Peso de la estructura del panel (solo un panel) = 1 564,99 kg
- Área de la estructura del panel (solo un panel) = 92,14 m²
- Carga muerta distribuida superficialmente = 16,98 kg/m²
- Ancho tributario = 1,50 m
- Carga lineal = 25,47 kg/m

3.3.3. Plataforma tipo 1

La plataforma tipo 1 está compuesta por una estructura de tubos metálicos que funcionan de respaldo de la tarima, sobre los cuales, se coloca lámina desplegada con el espesor necesario. La carga muerta de la plataforma se repartió por medio de áreas tributarias y el peso total de la plataforma distribuido superficialmente. A continuación se analizará una sección de la plataforma, la cual tenga esfuerzos representativos para toda la plataforma.

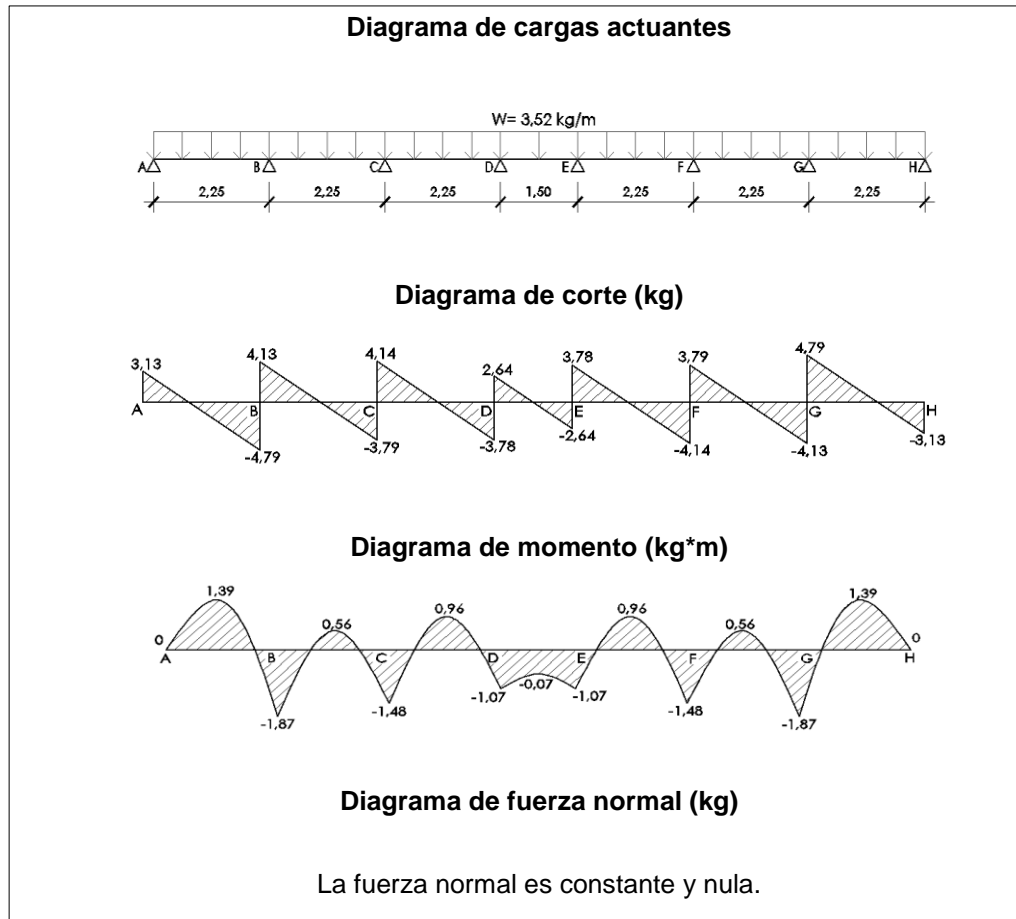
- Peso de la plataforma tipo 1 (solo una plataforma) = 105,60 kg
- Área de la plataforma tipo 1 (solo una plataforma) = 10,19 m²
- Carga muerta distribuida superficialmente = 10,36 kg/m²
- Ancho tributario = 0,34 m
- Carga lineal = 3,52 kg/m

Figura 21. **Esfuerzos en la estructura del panel debidos a la carga muerta**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 22. Esfuerzos en la plataforma 1 debidos a la carga muerta



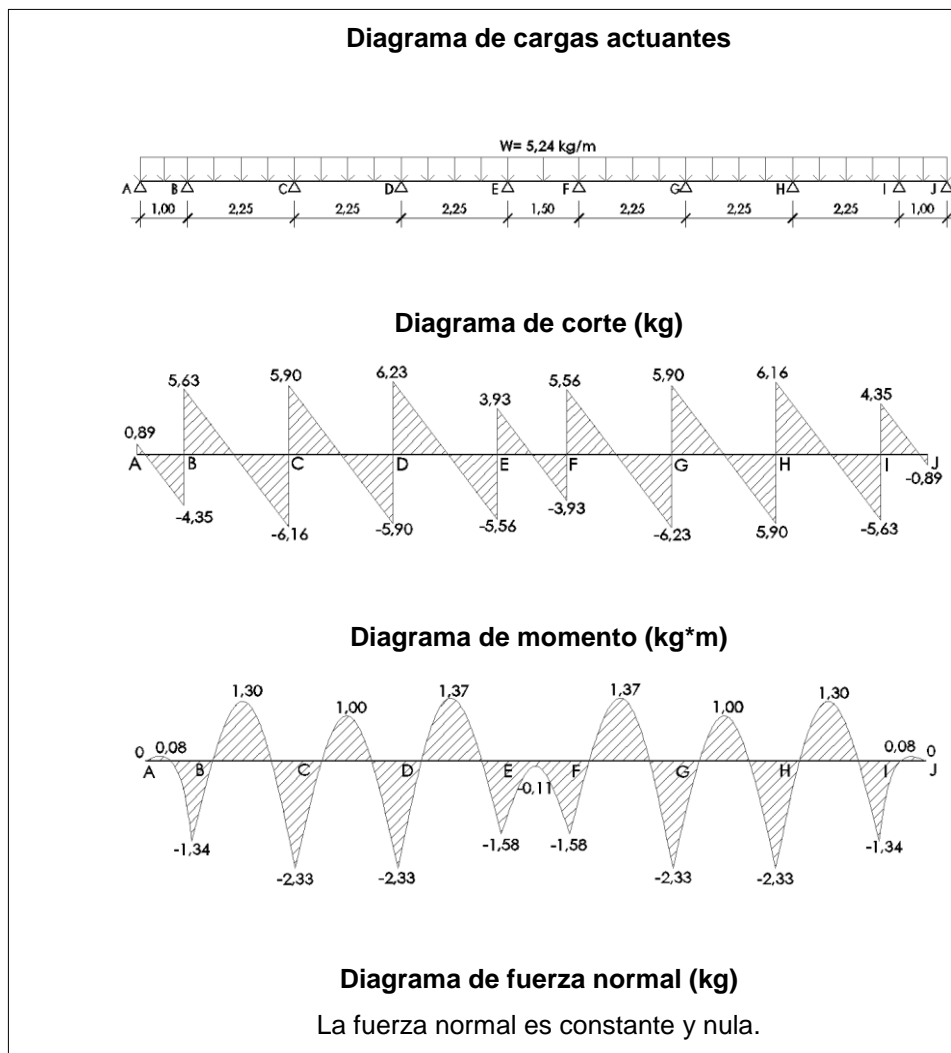
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.3.4. Plataforma tipo 2

Al igual que la plataforma tipo 1, esta estructura consta de una estructura de tubos metálicos, sobre los cuales, se coloca lámina desplegada con el espesor necesario. La carga muerta de la plataforma se repartió por medio de áreas tributarias y el peso total de la plataforma distribuido superficialmente. A continuación se analizará una sección de la plataforma, la cual tenga esfuerzos representativos para toda la plataforma.

- Peso de la plataforma tipo 2 (peso total)= 401,91 kg
- Área de la plataforma tipo 2 (peso total) = 26,10 m²
- Carga muerta distribuida superficialmente = 15,40 kg/m²
- Ancho tributario =0,34 m
- Carga lineal = 5,24 kg/m

Figura 23. **Esfuerzos en la plataforma 2 debidos a la carga muerta**



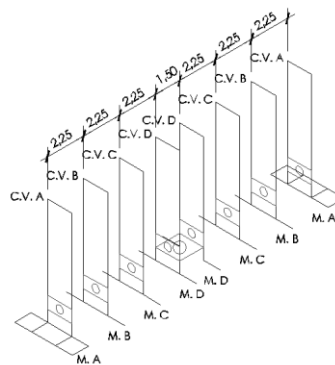
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.3.5. Contravientos y marcos

La distribución de contravientos y marcos se presentan a continuación. Cabe mencionar que, para facilitar el proceso de elaboración, ambas estructuras serán fabricadas con el mismo perfil a pesar de trabajar de una forma aislada entre sí. Con efectos de nomenclatura y llevar un orden en la integración de las cargas, se nombraron los contravientos (CV) y marcos (M) de la forma mostrada en la siguiente figura.

De todos los contravientos y marcos, se eligió uno de cada uno, en los que se producen los esfuerzos más grandes, con la finalidad de realizar un único diseño para todas las estructuras de este tipo y de esta forma facilitar la fabricación y montaje del rótulo. Sin embargo, para definir las fuerzas que actúan sobre la viga, si se definieron las distintas cargas que actúan sobre cada una de estas estructuras, dado que la ubicación y el valor de dichas cargas, definen el diseño de la viga.

Figura 24. **Distribución de los contravientos y marcos en la estructura del panel**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.3.6. Contravientos

La carga muerta sobre los contravientos está definida por los elementos que sostiene y por su peso propio. Los elementos que debe sostener es la estructura del panel, una plataforma tipo 1 y dos estructuras rigidizantes. Las fuerzas sobre los contravientos se distribuirán por medio de áreas tributarias y se colocarán en cada uno de sus nudos.

El diseño de los contravientos se hará tomando como base la estructura que se encuentre más esforzada, por lo tanto se analizará un solo contraviento que sea representativo para los demás y que tenga los esfuerzos más críticos. Dicho contraviento es el que tenga un área tributaria más grande y por lo tanto, cargue una porción más grande de la estructura del panel, de las estructuras rigidizantes y de la plataforma tipo 1. A continuación se detalla la integración de las cargas para dicho estructura.

Cargas distribuidas superficialmente:

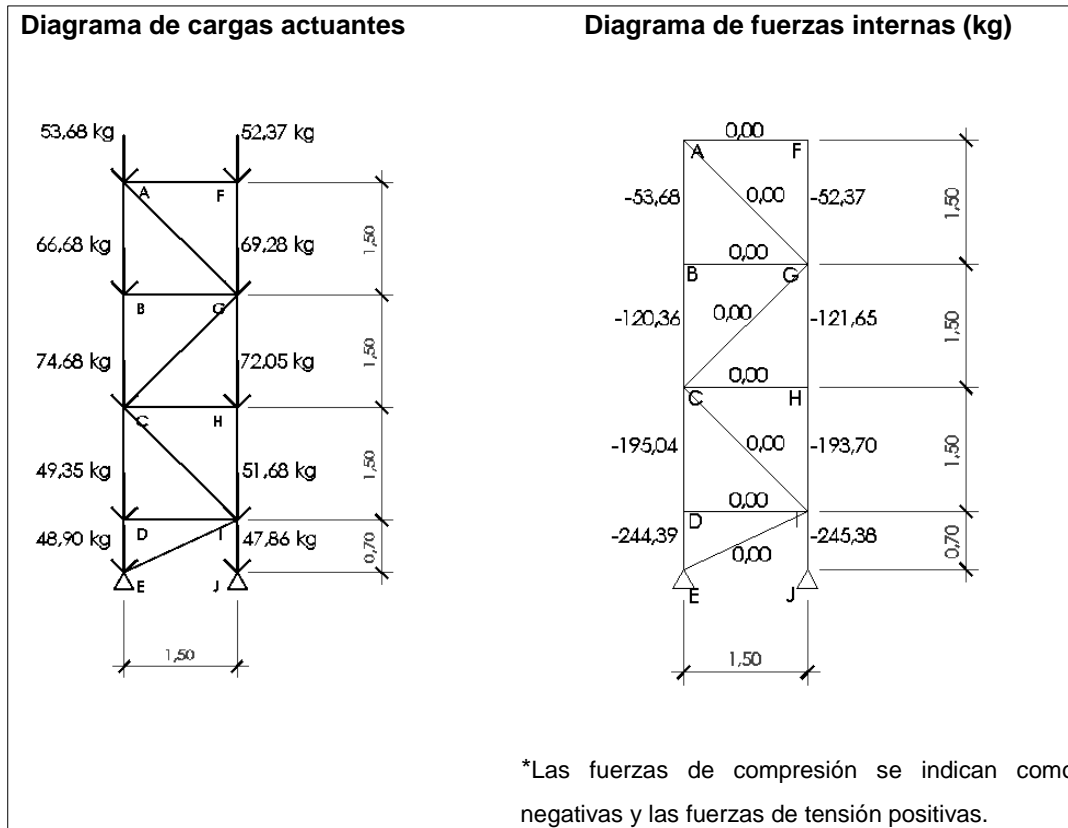
- Estructura rigidizante = $2,90 \text{ kg/m}^2$
- Estructura del panel = $16,98 \text{ kg/m}^2$
- Plataforma tipo 1 = $10,36 \text{ kg/m}^2$

Tabla XXIV. Integración del peso sobre los contravientos

Nudo	Peso en kg				Total (kg)
	Estr. Panel	Peso propio	Plataforma	Estr. Rigidizante	
A	30,59	9,98	7,88	5,23	53,68
B	57,31	9,37	0,00	0,00	66,68
C	57,31	12,15	0,00	5,23	74,68
D	42,03	7,32	0,00	0,00	49,35
E	45,88	3,02	0,00	0,00	48,90
F	30,59	8,67	7,88	5,23	52,37
G	57,31	11,97	0,00	0,00	69,28
H	57,31	9,52	0,00	5,23	72,05
I	42,03	9,65	0,00	0,00	51,68
J	45,88	1,98	0,00	0,00	47,86
Total					586,52

Fuente: elaboración propia.

Figura 25. **Esfuerzos en los contravientos debidos a la carga muerta**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.3.7. Marcos

Los marcos deben sostener el peso de la plataforma tipo 2 y su peso propio. El peso propio de los marcos se distribuyó linealmente a lo largo del elemento horizontal del mismo. El peso de las plataformas se distribuyó superficialmente sobre el área de la plataforma y luego se trasladó utilizando áreas tributarias a los marcos, este peso está representado por dos cargas concentradas.

Los marcos del rótulo son exigidos con distintas cargas muertas, dependiendo de la porción que carguen de la plataforma tipo 2, considerando que el peso propio de los marcos se mantiene constante. Debido que los marcos se diseñarán con los esfuerzos máximos de servicio, se presentará a continuación el análisis del marco que se encuentra más exigido, a modo que pueda representar a los demás. A continuación se presenta el detalle de la integración de la carga muerta:

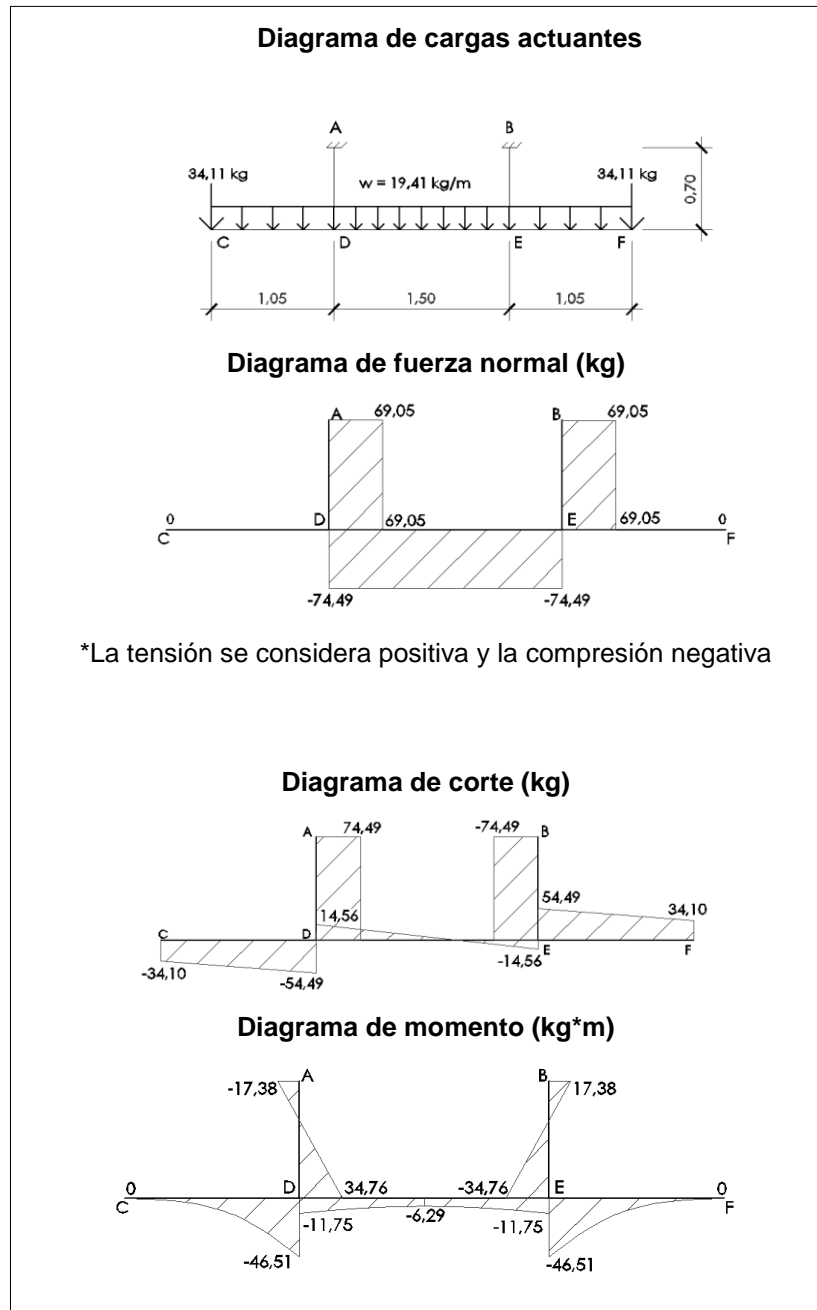
Cargas distribuidas superficialmente:

- Plataforma tipo 2 = $15,40 \text{ kg/m}^2$
- Área tributaria = $4,43 \text{ m}^2$
- Peso total = $68,22 \text{ kg}$
- Carga concentrada (P) = $34,11 \text{ kg}$

Peso propio del marco:

- Peso total = $69,87 \text{ kg}$
- Largo de la viga = $3,60 \text{ m}$
- Carga lineal (w) = $19,41 \text{ kg/m}$

Figura 26. Esfuerzos de los marcos debidos a la carga muerta



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.3.8. Viga

Primero se debe aclarar que la viga del rótulo, con la configuración presentada en este trabajo, tiene un empotramiento en su unión con la columna, lo cual hace que se comporte como dos vigas en voladizo independientes entre sí. La viga debe cargar el peso de la estructura del panel, las estructuras rigidizantes, los contravientos, plataformas, marcos, uniones y su peso propio. El peso de los demás elementos se transmite a través de las uniones indicadas en los puntos A, B, C y D, y se representan como cargas concentradas; el peso propio de la viga se idealiza como una carga distribuida linealmente. A continuación se presenta la integración de la carga muerta,

- Peso propio de la viga (carga lineal) = 94,45 kg/m

Tabla XXV. **Cargas concentradas en la viga en los puntos indicados**

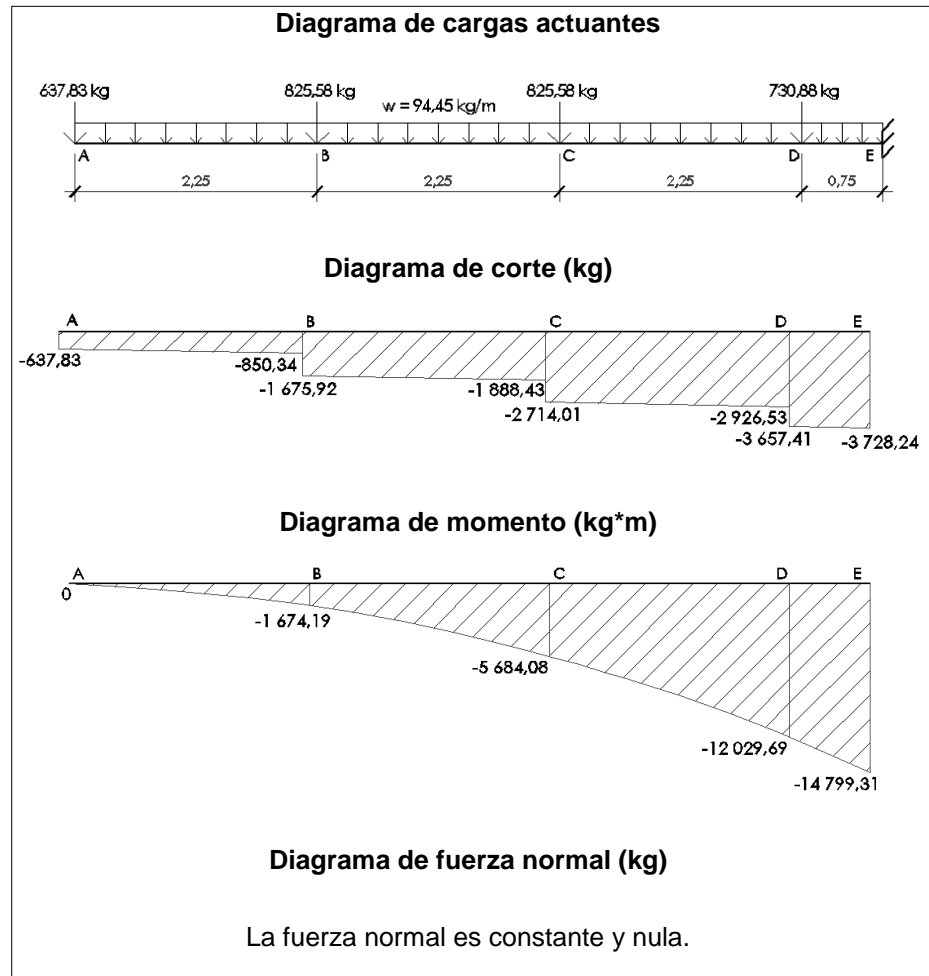
Descripción	Cantidad		Total (kg)
	Unidades	Área (m ²)	
Punto A			
Contraviento A	1,00	0,00	122,62
Marco A	1,00	0,00	69,87
Estructura del panel	0,00	14,11	239,58
Plataforma tipo 1	0,00	1,52	15,76
Plataforma tipo 2	0,00	4,43	68,21
Armadura rigidizante	0,00	5,41	15,68
Platina de 55"x30"x1/2"	1,00	0,00	106,11
		Subtotal	687,83

Continuación de la tabla XXV.

Punto B			
Contraviento B	1,00	0,00	122,62
Marco B	1,00	0,00	28,65
Estructura del panel	0,00	27,00	458,46
Plataforma tipo 1	0,00	3,04	31,52
Plataforma tipo 2	0,00	3,04	46,86
Armadura rigidizante	0,00	10,81	31,35
Platina de 55"x30"x1/2"	1,00	0,00	106,11
		Subtotal	825,58
Punto C			
Contraviento C	1,00	0,00	122,62
Marco C	1,00	0,00	28,65
Estructura del panel	0,00	27,00	458,46
Plataforma tipo 1	0,00	3,04	31,52
Plataforma tipo 2	0,00	3,04	46,86
Armadura rigidizante	0,00	10,81	31,35
Platina de 55"x30"x1/2"	1,00	0,00	106,11
		Subtotal	825,58
Punto D			
Contraviento D	1,00	0,00	122,62
Marco D	1,00	0,00	28,65
Estructura del panel	0,00	22,50	382,05
Plataforma tipo 1	0,00	2,54	26,27
Plataforma tipo 2	0,00	2,54	39,05
Armadura rigidizante	0,00	9,01	26,13
Platina de 55"x30"x1/2"	1,00	0,00	106,11
		Subtotal	730,88
Total			3 019,85

Fuente: elaboración propia.

Figura 27. **Esfuerzos en la viga debidos a la carga muerta**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.3.9. Columna

La columna se encarga de soportar el peso de toda la estructura, incluyendo su peso propio. El peso de la viga y de todas las estructuras que soporta la viga se concentran en una carga puntual en la punta de la columna, también se debe agregar el peso de la unión entre la viga y la columna. El peso propio de la columna se concentra en dos puntos distintos, la mitad del peso de

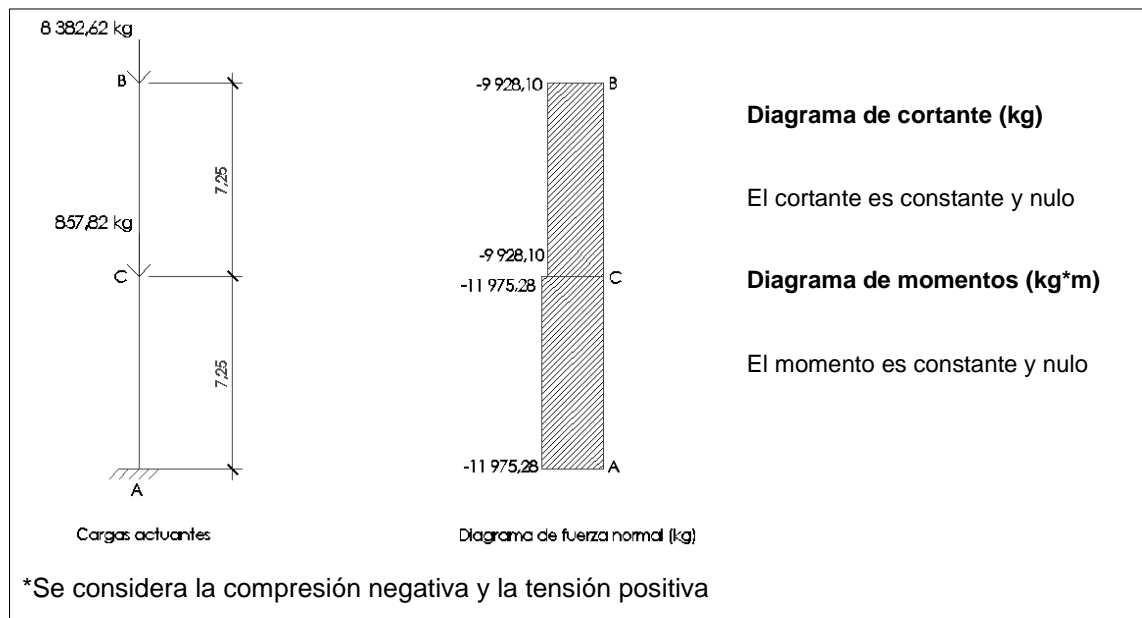
la columna en la punta de la misma y la otra mitad del peso en la altura media de la columna. La integración se ilustra en la siguiente tabla y en el diagrama.

Tabla XXVI. Integración del peso sobre la columna

Descripción	Peso unidad (kg)	Unidades	Total (kg)
Peso sobre cada voladizo	3 728 ,24	2	7 456 ,48
Peso unión viga a columna	424 ,44	1	424 ,44
Peso columna	4 094 ,31	1	4 094 ,31
Total			11 975 ,23

Fuente: elaboración propia.

Figura 28. Esfuerzos en la columna debidos a la carga muerta



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.4. Análisis por carga viva

La carga viva es una carga temporal, que se presenta sólo cuando la estructura está siendo ocupada por personas o equipo, que varían en cada instante en cantidad y distribución. En esta sección se consideran los casos de ocupación que se pueden presentar sobre el rótulo y la carga viva crítica que debe considerarse en el análisis.

3.4.1. Introducción

La carga viva afecta a las estructuras que soportan las cargas de ocupación, a los elementos que no sirven para la movilización de las personas no se les aplicó esta carga. En el caso de los rótulos, este cuenta con plataformas sobre las cuales las personas pueden movilizarse y colocar las herramientas que le serán útiles para realizar sus trabajos. Después de observar la forma en que se realizan los trabajos en estas estructuras, se determinó que la carga máxima sobre todo el sistema se produce cuando la plataforma tipo 2 se encuentra totalmente ocupada.

Sin embargo, se utilizan diferentes valores de carga viva para la plataforma tipo 1 y tipo 2, idealizando una situación donde el peso de las personas y el equipo sobre ellas sea máximo, a fin de diseñarlas para soportar estas condiciones. Los detalles sobre estas suposiciones se encuentran en el capítulo 2 de este trabajo.

3.4.2. Plataforma tipo 1

En seguida se integra la ocupación máxima sobre esta estructura, la cual se definió en unos párrafos atrás. La carga que aquí se define se utilizará para calcular los esfuerzos máximos sobre esta plataforma, y en base a ellos hacer un diseño seguro para la misma.

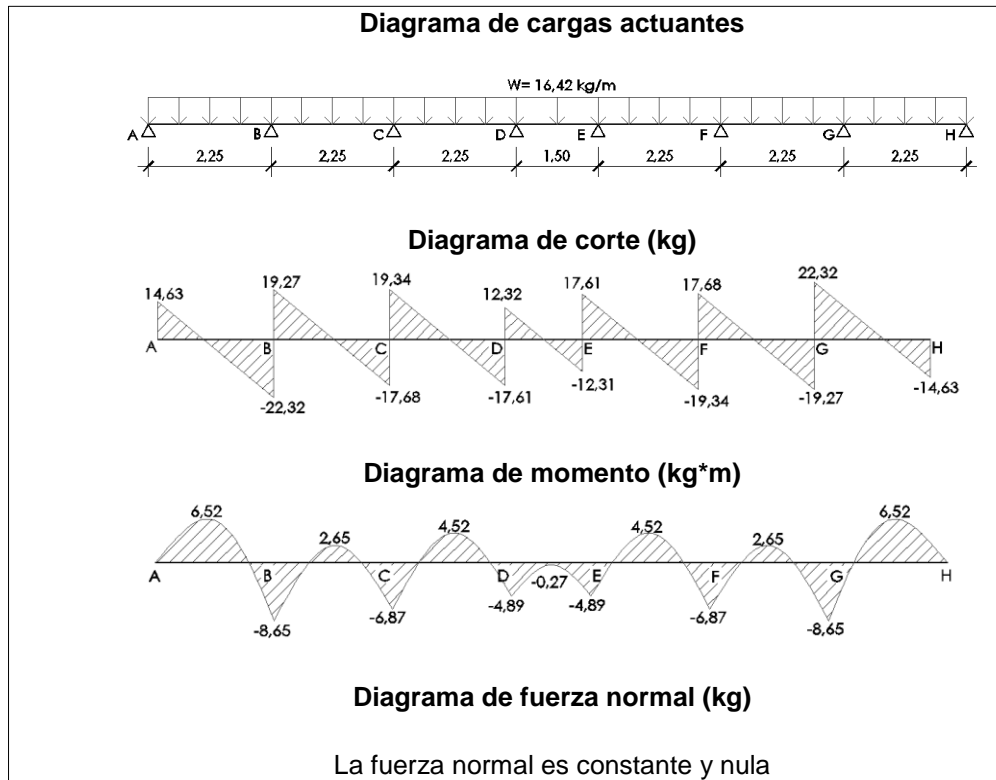
Tabla XXVII. Integración de la carga viva en la plataforma 1

Descripción	Unidades	Peso unidad (kg)	Peso total (kg)
Persona	4	80,00	320,00
Soldadora	2	50,00	100,00
Compresor para pintura	1	32,00	32,00
Caja de herramientas	1	40,00	40,00
Total			492,00

Fuente: elaboración propia.

- Área de plataforma tipo 1 = 10,19 m²
- Carga distribuida = 48,28 kg/m²
- Ancho tributario = 0,68/2 m = 0,34 m
- Carga lineal = 48,28*0,34 = 16,42 kg/m

Figura 29. Esfuerzos en la plataforma 1 debidos a la carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.4.3. Plataforma tipo 2

Esta plataforma se extiende alrededor del panel, su área es más grande que la plataforma 1 y por lo tanto el total de la carga viva en esta estructura es mayor. A continuación se realiza la integración de la carga viva sobre esta plataforma, para posteriormente calcular los esfuerzos.

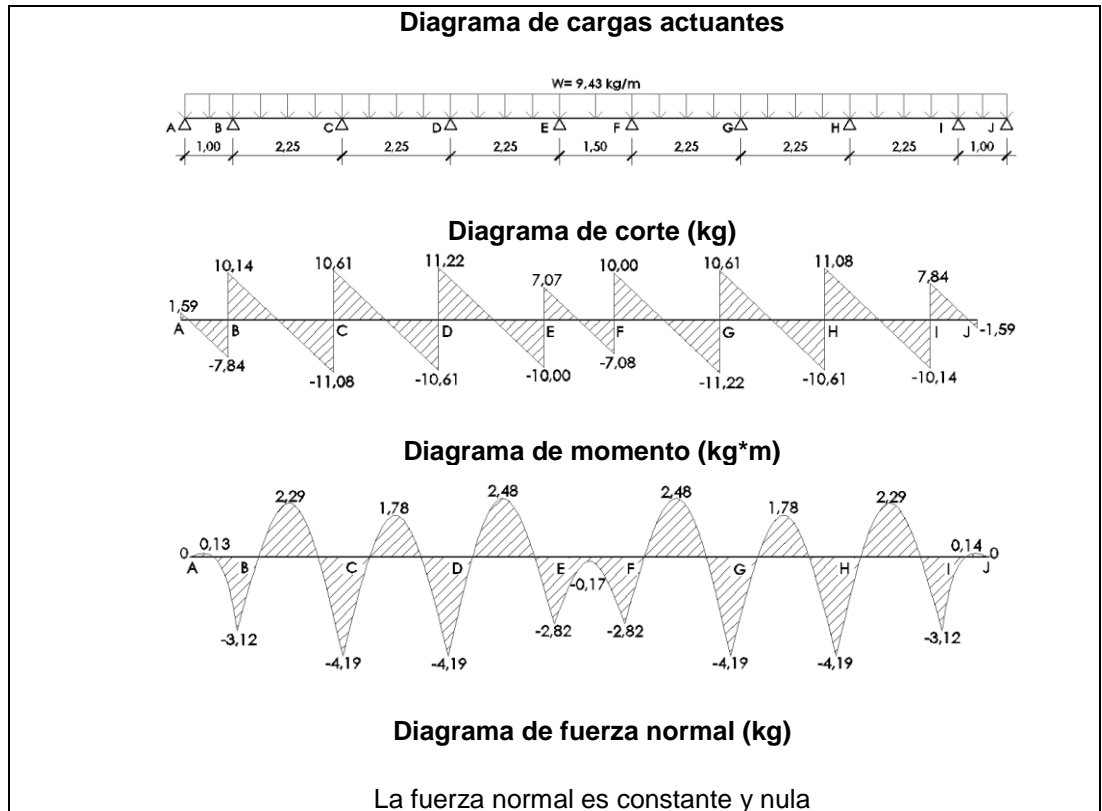
Tabla XXVIII. Integración de la carga viva en la plataforma 2

Descripción	Unidades	Peso unidad (kg)	Peso total (kg)
Persona	6	80,00	480,00
Soldadora	2	50,00	100,00
Compresor para pintura	2	32,00	64,00
Caja de herramientas	2	40,00	80,00
Total			724,00

Fuente: elaboración propia.

- Área de plataforma tipo 1 = 26,10 m²
- Carga distribuida = 27,74 kg/m²
- Ancho tributario = 0,68/2 m = 0,34 m
- Carga lineal = 27,74*0,34 = 9,43 kg/m

Figura 30. Esfuerzos en la plataforma 2 debidos a la carga viva



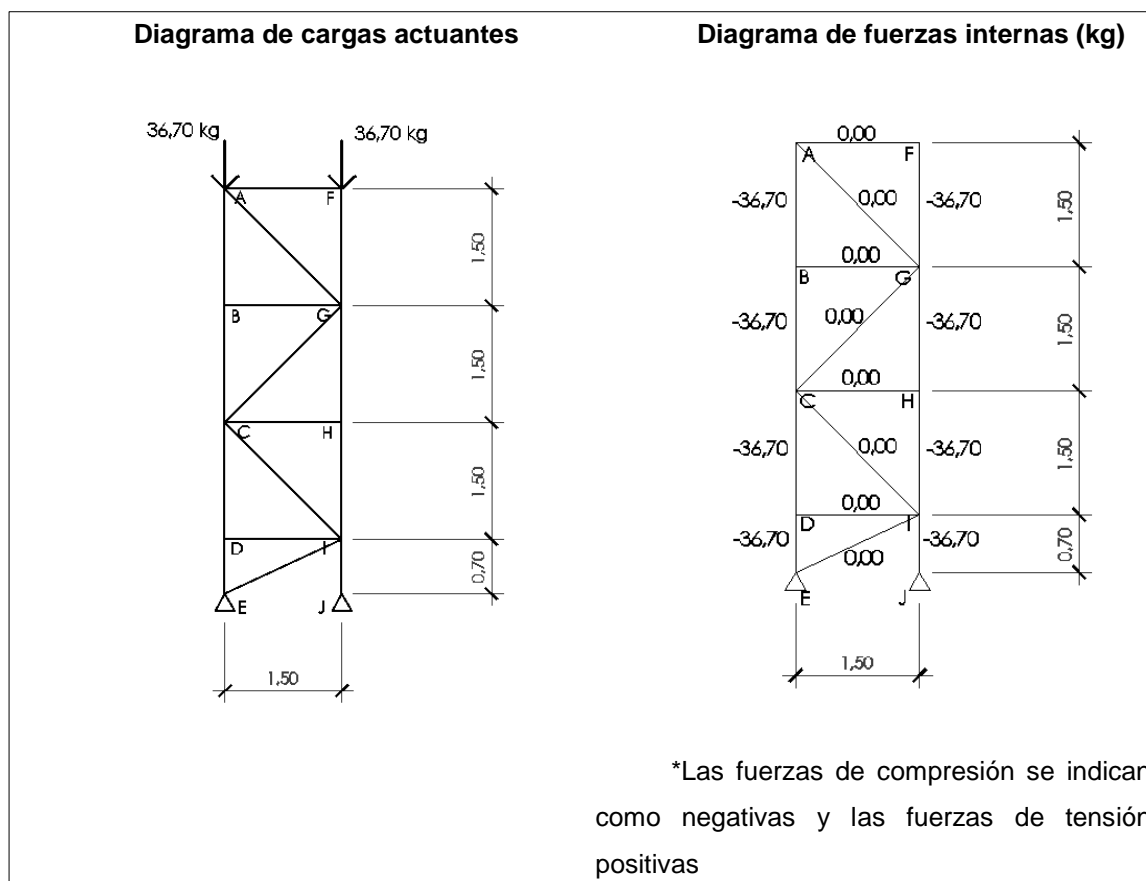
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.4.4. Contravientos

La carga máxima sobre estas estructuras se presenta cuando la plataforma tipo 1 que soporta, se encuentra con su ocupación máxima. Se elegirá el contraviento con la máxima carga viva, el cual es el mismo que el que carga la carga máxima muerta, con la finalidad de hacer un diseño representativo a los demás contravientos en base a estos valores. La carga viva tributada a este contraviento se repartirá en los dos nudos del brazo de la armadura donde se aplica dicha carga.

- Carga viva distribuida para plataforma 1 = 48,28 kg/m²
- Área tributaria = 0,6762*2,25 = 1,52 m²
- Carga viva total = 1,52*48,28 = 73,39 kg
- Valor de carga puntual = 36,70 kg

Figura 31. Esfuerzos en los contravientos debidos a la carga viva



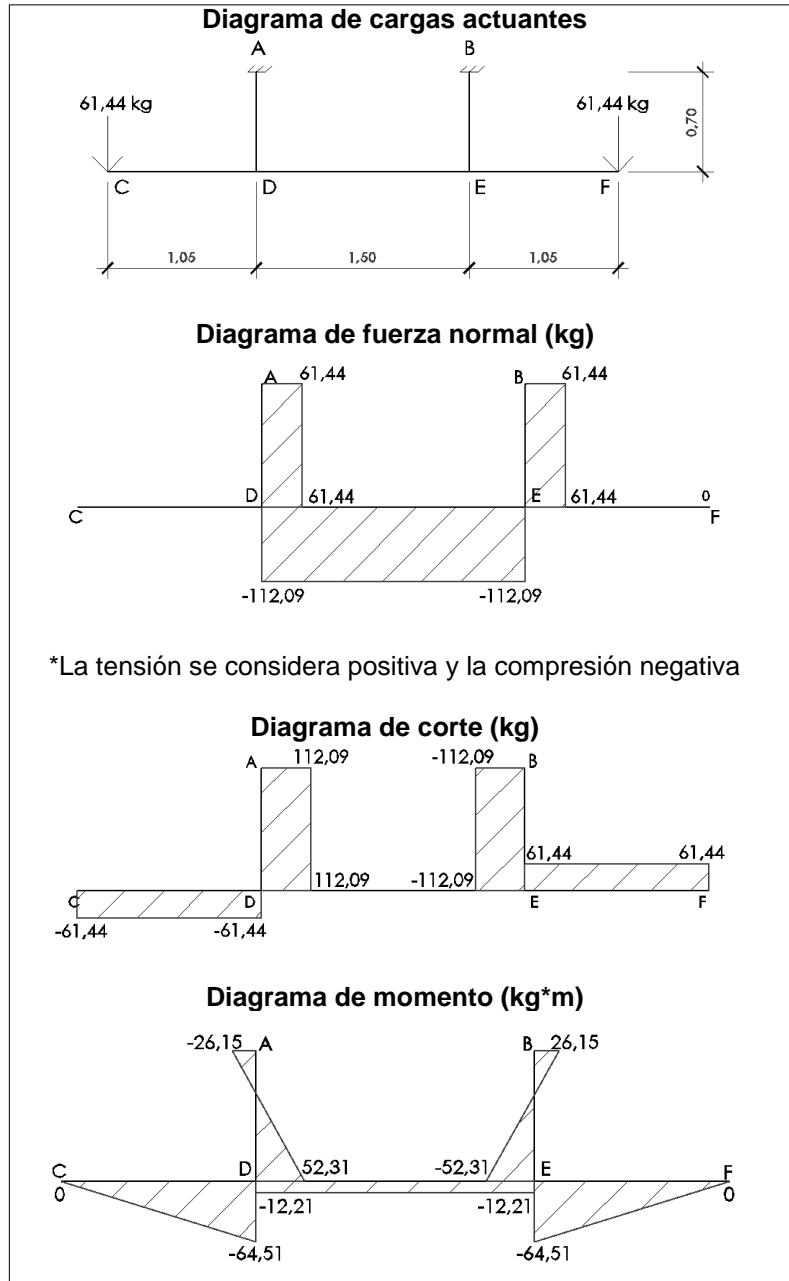
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.4.5. Marcos

La carga máxima sobre estas estructuras se presenta cuando la plataforma tipo 2 que soporta, se encuentra con su ocupación máxima. Se elegirá el marco con la máxima carga viva, el cual coincide con el que carga la carga máxima muerta, con la finalidad de hacer un diseño representativo a los demás marcos en base a estos valores. La carga viva tributada a este marco se repartirá en las dos cargas puntuales en la punta de cada voladizo del marco.

- Carga viva distribuida para plataforma 2 = $27,74 \text{ kg/m}^2$
- Área tributaria = $4,43 \text{ m}^2$
- Peso total = $4,43 * 27,74 = 122,89 \text{ kg}$
- Carga puntual (P) = $61,44 \text{ kg}$

Figura 32. Esfuerzos en los marcos debidos a la carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.4.6. Viga

Sobre las vigas se trasladará la carga viva más grande que resulta al comparar la carga resultante de la ocupación máxima sobre una plataforma tipo 1 y la plataforma tipo 2. Al realizar dicha comparación se concluye que la plataforma tipo 2 representa el valor más grande de la carga viva. La carga viva se transmitirá hacia la viga como dos cargas puntuales. A continuación se presenta la distribución de la carga viva en cada uno de los puntos.

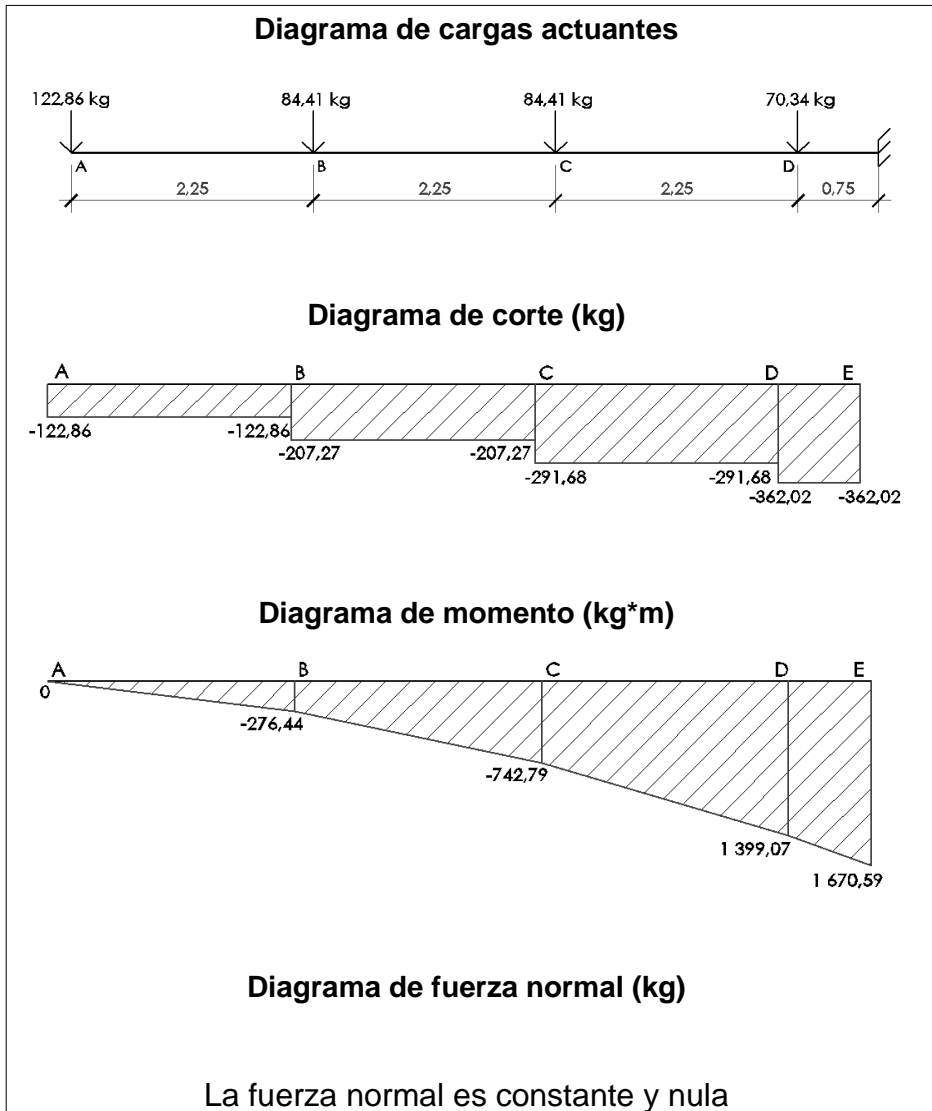
- Carga distribuida de plataforma 2 = 27,74 kg/m²

Tabla XXIX. Integración de la carga viva sobre la viga

Ubicación	Área tributaria (m ²)	Carga viva (kg)
A	4,43	122,86
B	3,04	84,41
C	3,04	84,41
D	2,54	70,34

Fuente: elaboración propia.

Figura 33. Esfuerzos sobre la viga debidos a la carga viva

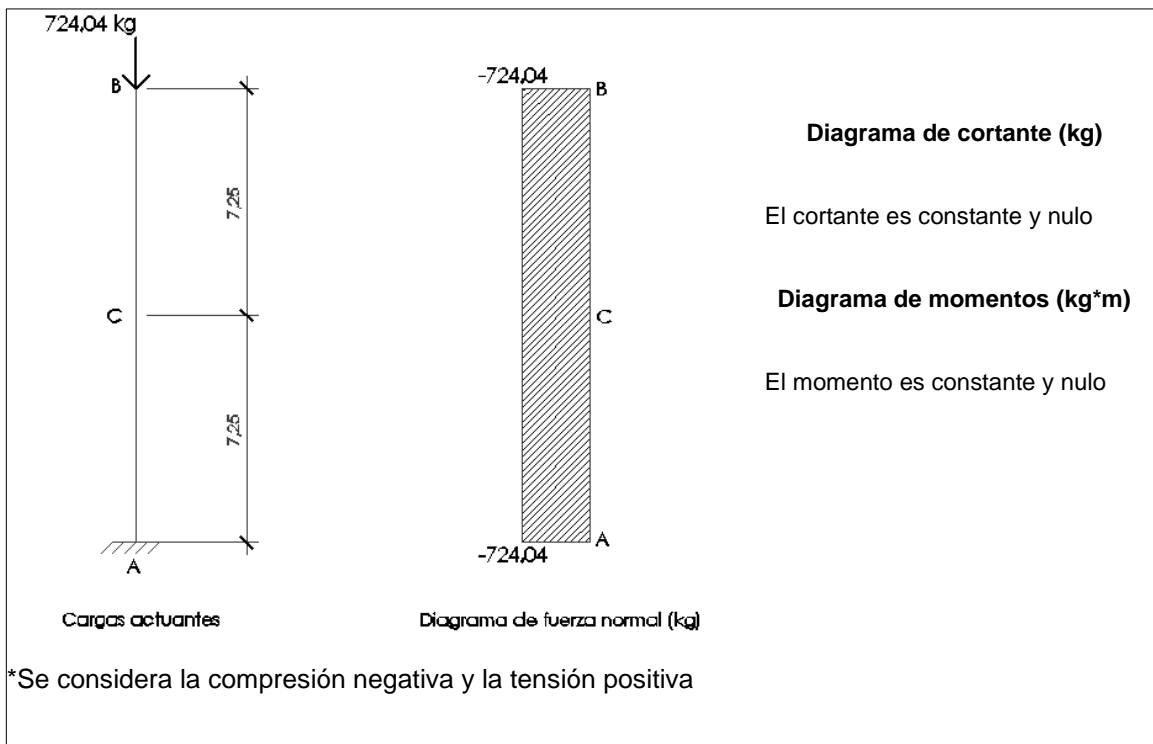


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.4.7. Columna

La carga viva que cargan ambos voladizos de la viga se concentran en la unión con la columna, en este punto se traslada la carga viva total sobre las plataformas, actuando como una carga puntual. Debido a que el rótulo es simétrico, no se produce un momento por la excentricidad de la carga viva, sin embargo, se puede incluir en el análisis para hacer un diseño todavía más seguro.

Figura 34. Esfuerzos en la columna debidos a la carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.5. Análisis por carga de viento

La carga de viento es crítica para los rótulos, debido a que en su altura se producen presiones muy altas, la estructura es muy ligera y el área expuesta del panel es muy grande. En este trabajo se realiza el análisis de cómo la carga de viento produce esfuerzos tanto a la estructura del panel como a la viga, columna y cimentación.

3.5.1. Introducción

La carga de viento se aplica perpendicularmente a la cara de los cuerpos contra los que choca. El valor de la misma es proporcional al área de la cara expuesta al viento y a la presión del viento. Anteriormente se calcularon dos presiones distintas de viento, una que se aplica sobre la superficie del panel y la otra presión se aplica sobre la cara de la columna. A continuación se presenta la forma en que las distintas presiones del viento se trasladan sobre cada uno de los elementos del sistema del rótulo que deben soportarlos.

3.5.2. Estructura del panel

El área más amplia sobre la que actúa el rótulo es el panel, por lo tanto es en este lugar donde se produce la fuerza más grande originada por el viento. La estructura del panel soporta el viento a través de los tubos que forman el bastidor donde se soporta la lámina, sobre esta lámina se coloca el anuncio publicitario. Debido a que los tubos horizontales y verticales de la estructura serán del mismo perfil, se elegirá el tubo de esta estructura que se encuentre más esforzado por viento, el cual es el mismo con la carga muerta más grande, para hacer un diseño en base a sus esfuerzos máximos que sea representativo

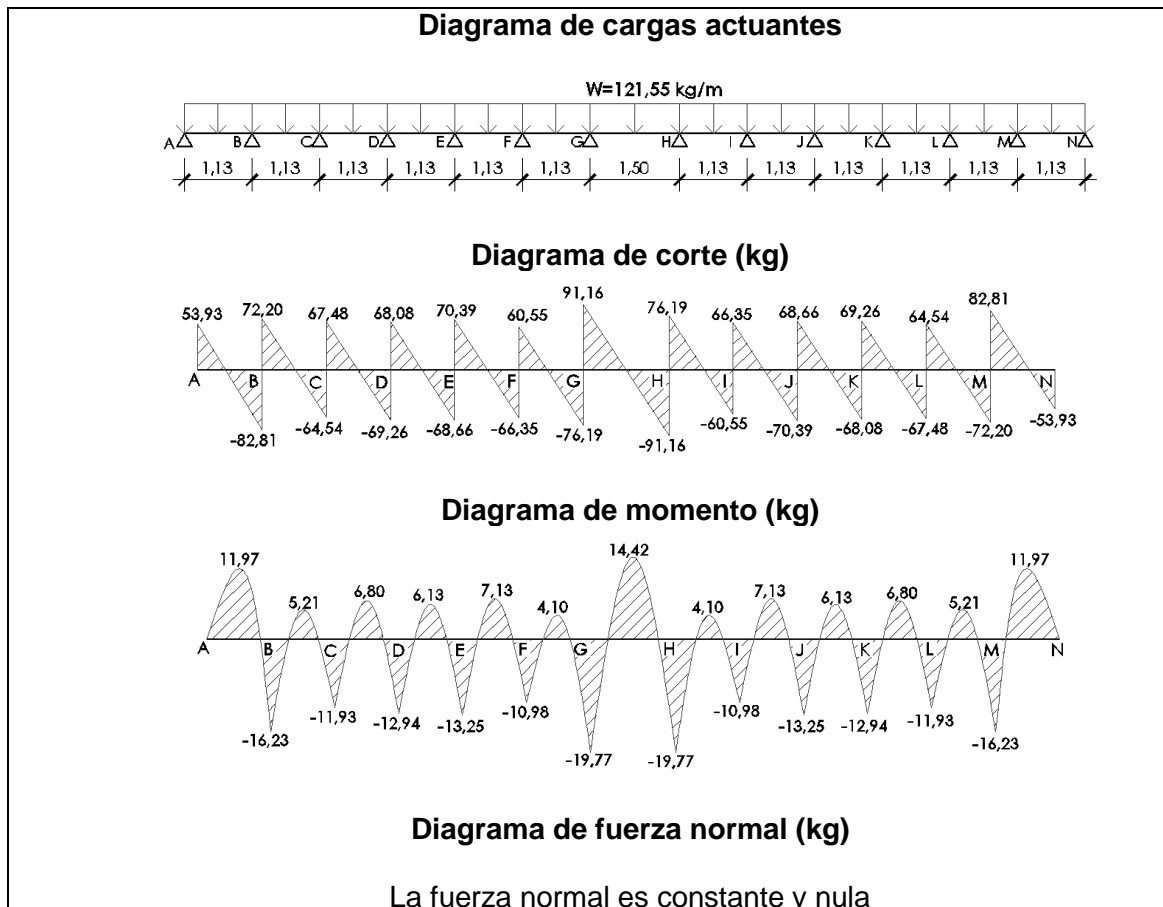
para los demás de su tipo. El tubo más esforzado, es un tubo horizontal con el área tributaria a viento más grande.

3.5.2.1. Tubo horizontal

Estos tubos forman el bastidor del panel, el cual representa la principal área expuesta al viento. La carga por viento se distribuye superficialmente sobre el panel y al utilizar un ancho tributario del tubo horizontal en cuestión, se obtiene una carga linealmente distribuida.

- Carga distribuida por viento en el panel = $81,03 \text{ kg/m}^2$
- Ancho tributario = $0,75 * 2 = 1,50 \text{ m}$
- Carga lineal = $1,50 * 81,03 = 121,55 \text{ kg/m}$

Figura 35. **Esfuerzos en la estructura del panel debidos a la carga de viento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

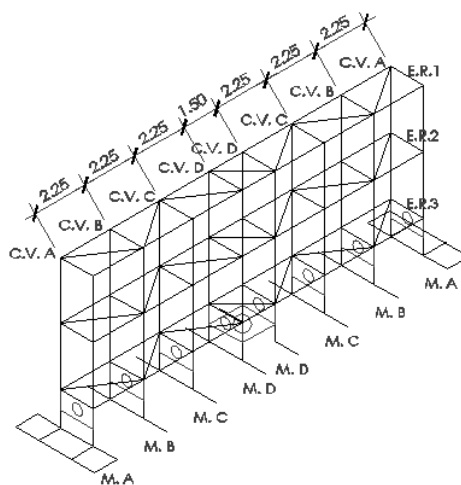
3.5.3. Estructuras rigidizantes y contravientos

En la siguiente figura se presenta la forma en que los contravientos y las estructuras rigidizantes trabajan en conjunto para soportar las cargas de viento. La razón de existencia de los contravientos es darle soporte lateral a los contravientos para rigidizarlos en dos ejes distintos, con esto se logra que el

sistema del rótulo trabaje como una unidad y se distribuyan de mejor forma las cargas.

Debido a la forma en que se conectan los contravientos (CV) y las estructuras rigidizantes (ER), la carga de viento se debe repartir proporcionalmente a las rigideces de ambas estructuras. Sin embargo, para realizar un diseño más conservador y simple, se consideró que los contravientos y las estructuras rigidizantes trabajan independientemente y por lo tanto, cada tipo de estructura debe soportar el total de la carga de viento. Siguiendo con un criterio conservador, la carga de viento se trasladará hacia la viga por medio de los contravientos, con la finalidad de provocar flexión en dicho elemento, porque si por otra parte, se trasladara por medio de las estructuras rigidizantes, no existiría flexión en la viga porque dichas estructuras trasladan la carga a la columna directamente.

Figura 36. **Distribución de las estructuras rigidizantes en la estructura del panel**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.5.4. Estructuras rigidizantes

Las estructuras rigidizantes se colocan en posición horizontal y tienen la finalidad de dar soporte lateral a los contravientos. Debido a que la porción central de estas estructuras es mucho más rígida que el resto, este sistema se puede modelar a modo que trabaje como dos voladizos independientes, a cada lado de la región central; este procedimiento, de hacer estas armaduras más rígidas en su parte central, se hace con la finalidad que las cargas se transmitan directamente hacia la columna.

La integración de las cargas se realiza por medio de áreas tributarias y luego se colocan las fuerzas del viento en cada uno de los nudos proporcionalmente. Debido a que todas las armaduras tendrán las mismas características, se fabricarán con el mismo perfil, se hará el diseño de todas en base a la estructura más esforzada.

- Presión del viento = $81,03 \text{ kg/m}^2$
- Área tributaria = $7,55 \cdot (1,30 + 1,30) = 19,63 \text{ m}^2$
- Carga total del viento = $81,03 \cdot 19,63 = 1\,590,62 \text{ kg}$

Tabla XXX. **Integración de la carga de viento sobre las estructuras rigidizantes**

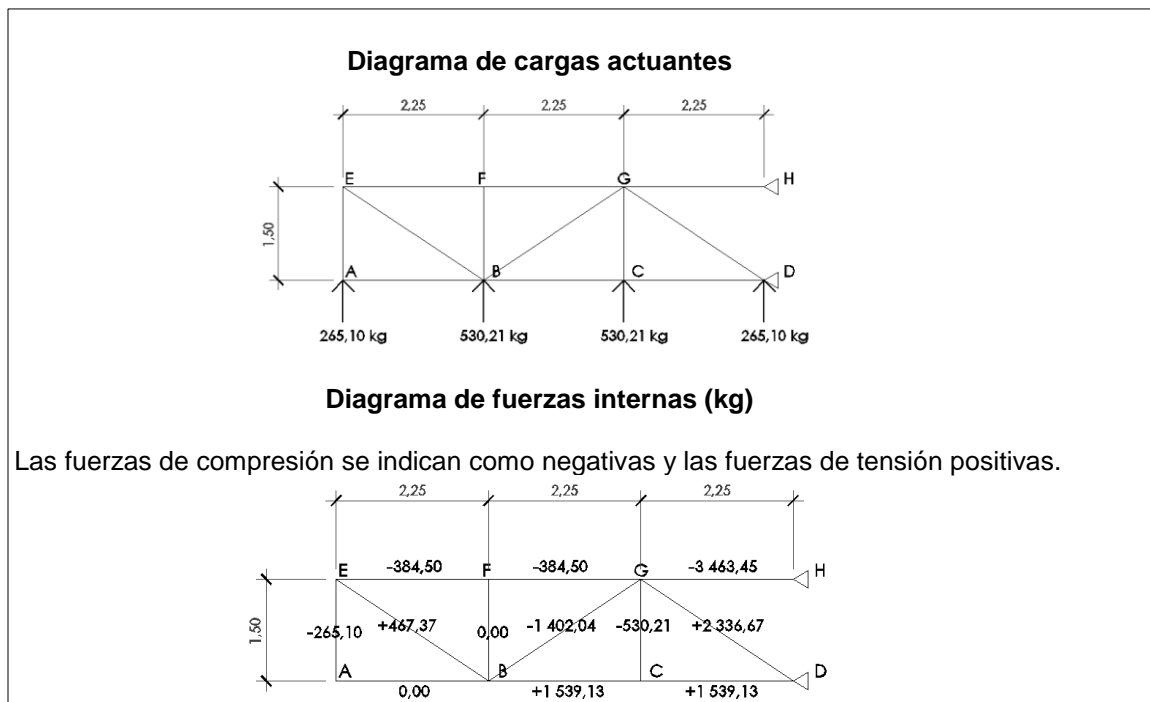
Nudo	Proporción (m/m)	Carga de viento (kg)
A	0,17	265,10
B	0,33	530,21

Continuación de la tabla XXX.

C	0,33	530,21
D	0,17	265,10
Total		1 590,62

Fuente: elaboración propia.

Figura 37. **Esfuerzos en la estructura rigidizante debidos a la carga de viento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.5.5. Contravientos

Se eligió el contraviento con la mayor carga de viento para hacer el diseño de estas estructuras en base a la condición más crítica; este contraviento coincide con el que tiene mayor carga muerta y mayor carga viva. La integración de las cargas es similar a la que se usó para las estructuras rigidizantes.

El viento puede actuar en dos sentidos opuestos, por esta razón se realizó un análisis de las fuerzas internas producidas por ambas condiciones.

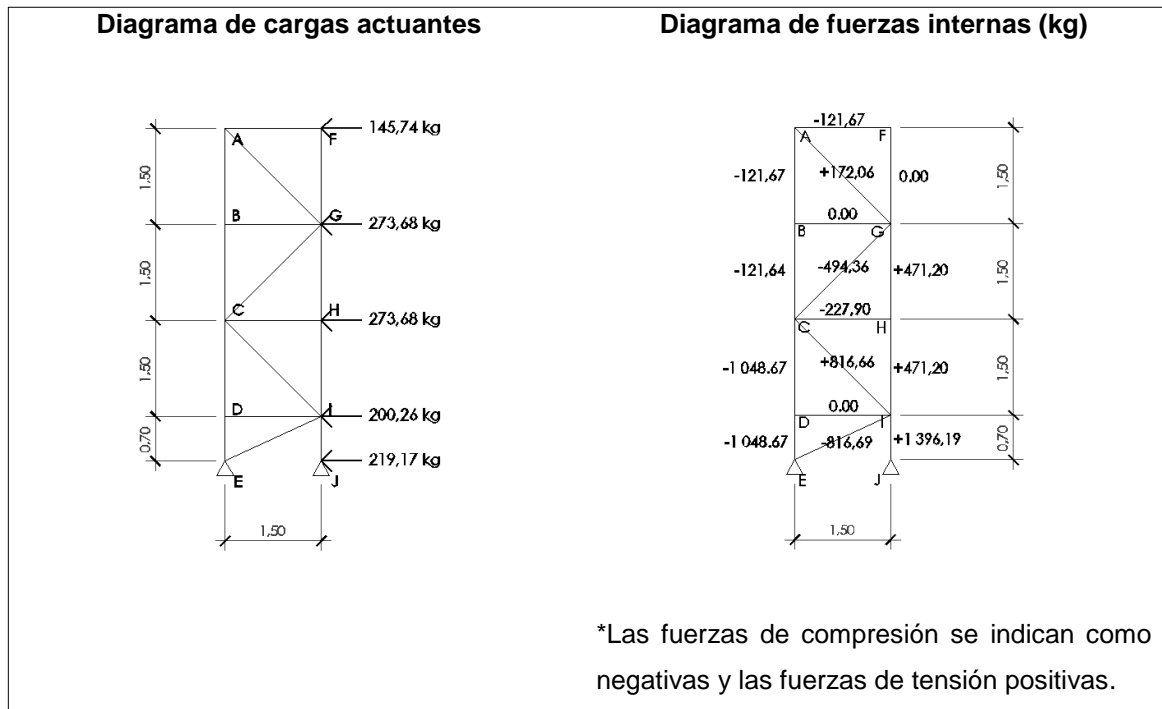
- Presión del viento en el panel = $81,03 \text{ kg/m}^2$
- Área tributaria = $6,1016 \cdot (1,125 + 1,125) = 13,73 \text{ m}^2$
- Carga total del viento = $13,73 \cdot 81,03 = 1\ 112,54 \text{ kg}$

Tabla XXXI. Integración de la carga de viento en la dirección positiva

Nudo	Proporción (m/m)	Carga de viento (kg)
F	0,131	145,74
G	0,246	273,68
H	0,246	273,68
I	0,180	200,26
J	0,197	219,17
Total		1 112,53

Fuente: elaboración propia.

Figura 38. **Esfuerzos en los contravientos debidos al viento actuando en la dirección positiva**



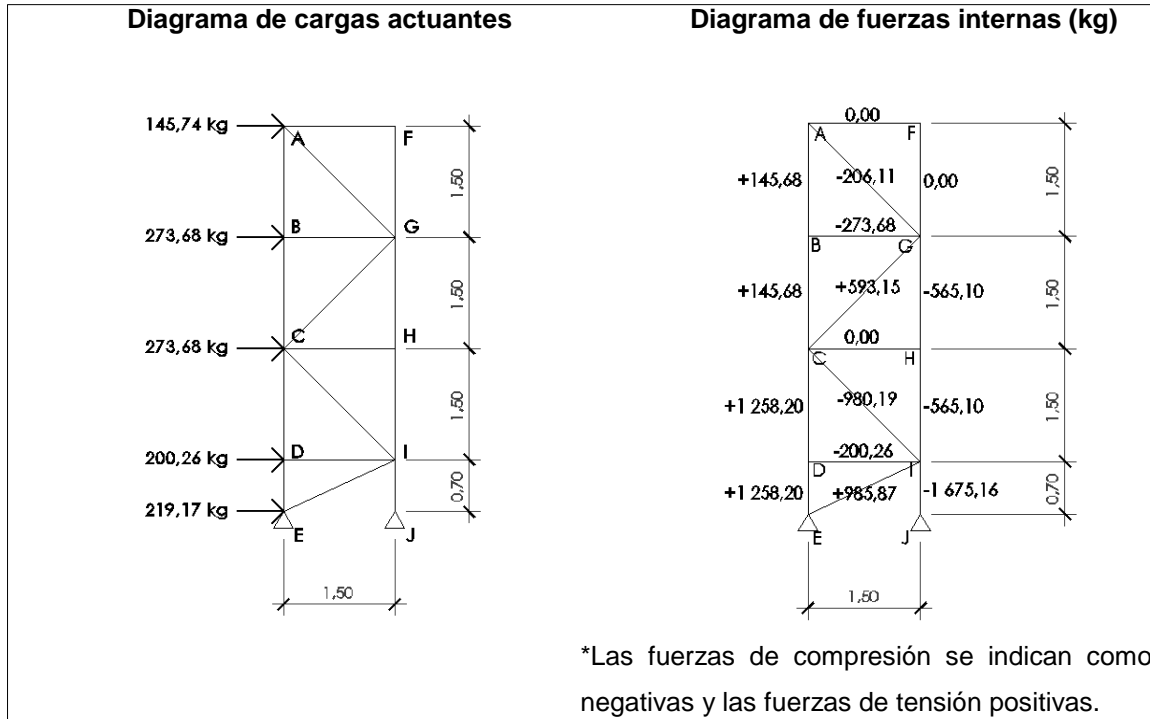
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla XXXII. **Integración de la carga de viento en la dirección negativa**

Nudo	Proporción (m/m)	Carga de viento (kg)
A	0,131	145,74
B	0,246	273,68
C	0,246	273,68
D	0,180	200,26
E	0,197	219,17
Total		1 112,53

Fuente: elaboración propia.

Figura 39. **Esfuerzos en los contravientos debidos al viento actuando en la dirección negativa**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.5.6. Viga

La carga de viento se transmite hacia la viga en los puntos de unión con los contravientos. En estos puntos se producen fuerzas puntuales equivalentes al producto de la presión ejercida por el viento y el área tributaria. El procedimiento de definir estas cargas puntuales se encuentra en seguida.

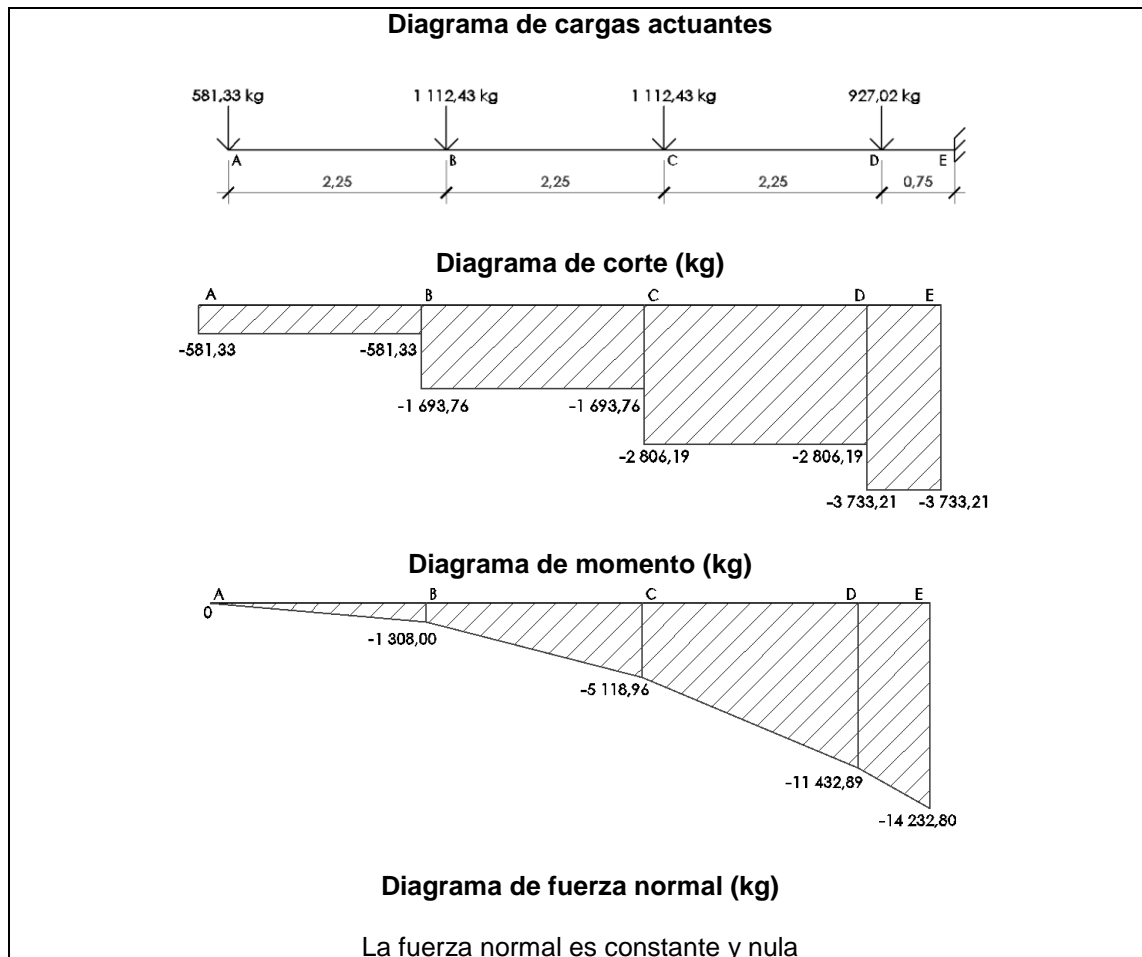
- Presión del viento en el panel = $81,03 \text{ kg/m}^2$

Tabla XXXIII. **Integración de la carga de viento sobre la viga en los puntos indicados**

Ubicación	Descripción	Área tributaria (m2)	Fuerza del viento (kg)
A	Contraviento A	7,17	581,33
B	Contraviento B	13,73	1 112,43
C	Contraviento C	13,73	1 112,43
D	Contraviento D	11,44	927,02
Total			3 733,21

Fuente: elaboración propia.

Figura 40. **Esfuerzos en la viga debidos a la carga de viento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.5.7. Columna

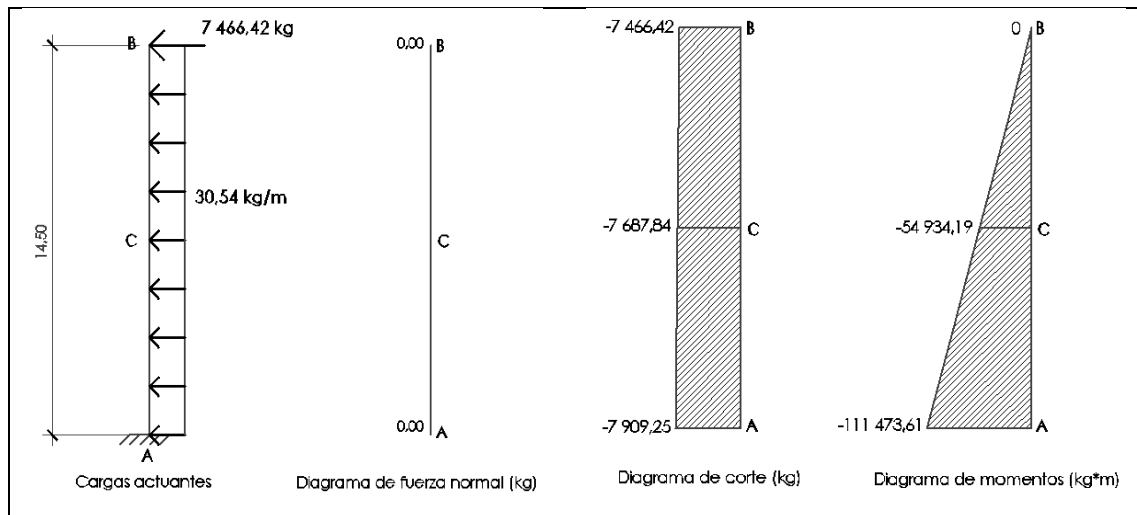
La carga por viento se transmite desde la viga hacia la columna como una carga puntual y un momento, sin embargo, como la viga funciona realmente como dos vigas en voladizo independientes entre sí, con las mismas dimensiones y condiciones de carga, los momentos concentrados en la unión de ambos voladizos con la columna son iguales y opuestos y por lo tanto se

anulan. Por otro lado, la fuerza lateral de viento de cada viga en la unión con la columna va en la misma dirección y por lo tanto se suman.

Además de la carga transmitida por las vigas, existe una presión de viento que actúa directamente sobre la columna, la cual se especifica a continuación.

- Presión de viento sobre la columna = $40,08 \text{ kg/m}^2$
- Ancho de la columna = $30,00 \text{ pulgadas} = 0,76 \text{ m}$
- Carga lineal distribuida = $0,76 * 40,08 = 30,54 \text{ kg/m}$

Figura 41. **Esfuerzos en la columna debidos a la carga de viento**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.6. Análisis por carga sísmica

El sismo produce una aceleración, por lo que la fuerza sísmica es el producto de la masa del cuerpo por dicha aceleración. Dicha aceleración se puede calcular por distintos métodos, para este caso se utilizó el método estático equivalente, el detalle de este procedimiento se puede leer en el capítulo segundo de este trabajo. Cabe mencionar que el peso del rótulo, al principio, se determina en base al prediseño de todo el sistema, tomando en cuenta la cantidad de los distintos perfiles de acero y el peso unitario de cada uno de ellos.

3.6.1. Introducción

La carga sísmica afecta a cada uno de los cuerpos en función de la porción del peso que representan respecto al resto del sistema. Si se observa con detalle, la estructura del panel se compone de una gran variedad de elementos ligeros y por lo tanto la carga sísmica sobre cada uno de ellos es tan pequeña que al compararla con el efecto que tiene la carga de viento, es despreciable. Por esa razón, se determinó que la carga sísmica sobre el panel se ignorará y se enfocará únicamente en los efectos sobre la columna.

3.6.2. Columna

La carga sísmica que actúa sobre la columna se debe distribuir en base al procedimiento presentado en el Código UBC de 1997. En dicho documento se explica que la carga sísmica en una estructura, varía en cada uno de los pisos del sistema, porque cada uno de estos niveles, a los que le corresponde la masa de una sección específica del sistema, presenta aceleraciones distintas.

- Coeficiente sísmico = 0,95
- Peso del rótulo (en base al pre diseño) = 12 010,69 kg
- Carga sísmica = 0,95*12 010,69 = 11 410,16 kg

La carga sísmica se debe distribuir en la columna, utilizando el procedimiento siguiente:

Calcular la fuerza concentrada en la parte superior de la estructura

$$F_t = 0,07TV = 0,07 * 0,36 * 23\,300,74 = 587,18 \text{ kg}$$

Distribuir la fuerza horizontal en la columna,

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$$V - F_t = 11\,410,16 - 587,18 = 10\,822,98 \text{ kg}$$

Donde:

V = corte basal total

F_t = fuerza concentrada en la parte superior

F_x = fuerza en el piso x

w_x = peso del piso x

h_x = altura del piso x

w_i = peso del piso i

h_i = altura del piso i

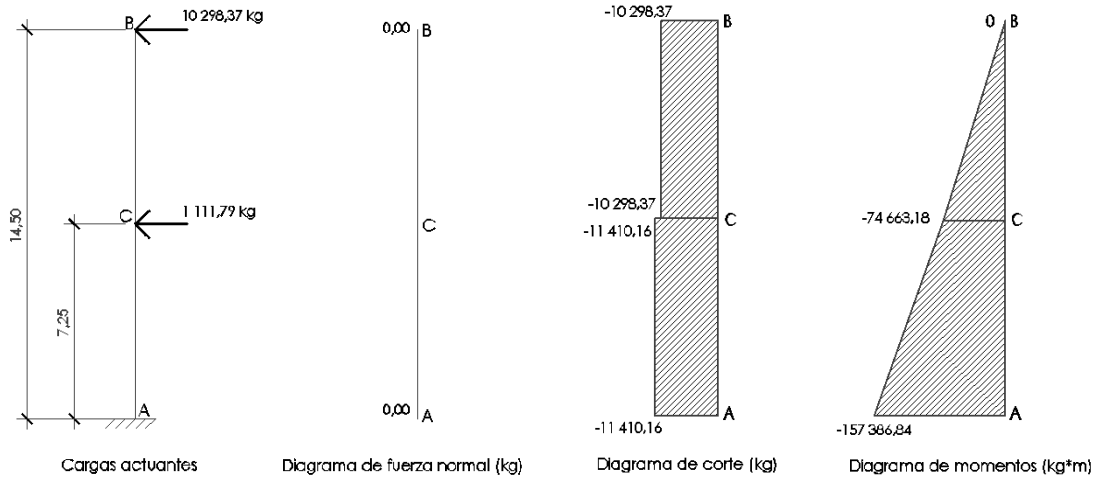
Tabla XXXIV. **Distribución de la carga de sismo en la columna del rótulo**

Piso	Peso (kg)	Altura (m)	Peso*Altura	Carga sísmica (kg)
0	1 024,00	0,00	0,00	0,00
1	2 047,00	7,25	14 840,75	1 111,79
2	8 940,00	14,50	129 630,00	9 711,19
Total	12 011,00	--	144 470,75	10 822,98

Fuente: elaboración propia.

Al piso 2 se le debe sumar la carga concentrada F_t

Figura 42. **Esfuerzos en la columna debidos a la carga sísmica**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE RÓTULOS PUBLICITARIOS

4.1. Introducción

En este capítulo se realizará el diseño de los elementos metálicos que componen al rótulo publicitario. El procedimiento consiste en recorrer cada una de las partes del rótulo, se determina que esfuerzos máximos son los que gobiernan, aplicar la combinación de cargas que domine y luego utilizar la ecuación adecuada para elegir el perfil.

La resistencia admisible en el diseño depende del tipo de acero que se utilice para realizar el diseño. En este caso se trabajará con acero A36, el cual se usa en la mayoría de estructuras metálicas. Este acero sigue la norma ASTM A36 y se recomienda su revisión para comprender las características de este acero. En la norma mencionada se encuentran aspectos importantes para el control de calidad de este tipo de acero tales como: procesos de fabricación, requerimientos químicos, requerimientos de tensión y otros aspectos.

4.2. Compendio de los métodos de diseño de estructuras metálicas

Se analizaron los casos que se pueden presentar durante el diseño de los elementos del rótulo, y con la finalidad que se comprenda que caso aplica para cada condición de carga se realizó una reseña de la metodología utilizada en el diseño.

4.2.1. Diseño por compresión

Para diseñar los elementos por compresión, primero se debe determinar su factor de esbeltez. El factor de esbeltez es el cociente entre la longitud efectiva de un elemento y su radio de giro, se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{kl}{r}$$

Donde:

k: factor de longitud efectiva del elemento. En el código AISC método ASD novena edición, se encuentra la tabla C-C2.1, que contiene distintos factores de longitud efectiva recomendados.

l: longitud nominal del elemento.

r: radio de giro del elemento respecto al eje que se esté analizando.

El factor de esbeltez es importante para determinar la carga admisible de compresión, también puede ser un esfuerzo admisible por compresión, la ecuaciones que definen esta carga se presentan a continuación.

Si:

$$\frac{kl}{r} < C_c$$

Donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

Para acero A36, $C_c = 126.10$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{kl}{r}\right)}{8C_c} - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^3}{8C_c^3}}$$

Si:

$$\frac{kl}{r} > C_c$$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

Estas ecuaciones se encuentran resumidas en la tabla C-36 del manual AISC método ASD novena edición. En dicha tabla se especifica el esfuerzo máximo de compresión para factores de esbeltez desde 1 a 200.

Una vez conocido el esfuerzo admisible de compresión, F_a , se determina el área requerida del elemento como el cociente entre la carga de compresión real y el esfuerzo axial admisible.

4.2.2. Diseño por tensión

El esfuerzo de tensión se calcula como el cociente de la fuerza de tensión y el área de la sección del cuerpo bajo esfuerzo. Según las especificaciones, se determina que el esfuerzo admisible por tensión de un elemento es el 60 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

$$F_a = 0,60F_y$$

El área requerida del elemento es el cociente entre la carga de tensión real y el esfuerzo axial admisible. Bajo esfuerzos de tensión, el factor de esbeltez no tiene incidencia, sin embargo, puede establecerse un valor máximo a criterio del proyectista si considera que en algún momento podría trabajar a compresión.

4.2.3. Diseño por flexión en un eje

Para seleccionar una viga para una condición dada, se calcula el momento flexionante máximo para la carga supuesta, se define un esfuerzo máximo por flexión y se selecciona una sección del manual de diseño en acero o de una ficha técnica adecuada que ofrezca un elemento con un módulo de sección mayor al calculado.

La fórmula de flexión de un elemento se escribe así,

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

Donde:

f_b = esfuerzo en la fibra más alejada

M = momento actuante sobre el elemento

c = distancia a la fibra más alejada del eje neutro

I = inercia de la sección transversal del elemento flexionado

S = módulo de sección del elemento

Debe recordarse que esta fórmula se limita al caso en que los esfuerzos se encuentran por debajo del límite elástico para estar basada en las hipótesis elásticas usuales.

Si una viga se va a diseñar para un momento flexionante, M , y para un cierto esfuerzo permisible, F_b , el módulo de sección necesario para que la viga tenga suficiente resistencia a la flexión puede obtenerse con la fórmula de la flexión:

$$\frac{M}{F_b} = \frac{I}{c} = S$$

De forma conservadora, se considerará el esfuerzo máximo de flexión como:

$$F_b = 0,60f_y$$

Para el caso de acero A36, el valor del esfuerzo máximo de flexión es de,

$$F_b = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.4. Diseño por flexión biaxial

La flexión biaxial se presenta cuando un elemento debe soportar momentos en dos ejes ortogonales simultáneamente. Aunque el elemento resista flexión aplicada en direcciones distintas, la resistencia total a flexión tiene un valor límite y por ello, un cuerpo puede resistir solo un porcentaje de la resistencia a flexión que ofrece en cada eje. Para estos casos se utiliza la ecuación ASD H1-3, del Código AISC método ASD novena edición.

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_a}{F_a} \leq 1,0$$

Donde:

f_{bx} = esfuerzo real de flexión en el eje x

f_{by} = esfuerzo real de flexión en el eje y

f_a = esfuerzo axial real

F_{bx} = esfuerzo máximo de flexión en el eje x

F_{by} = esfuerzo máximo de flexión en el eje y

F_a = esfuerzo axial máximo

Como en este caso, la fuerza axial sobre el elemento es nula, la ecuación anterior se simplifica de la siguiente forma:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

El esfuerzo real de flexión en el eje x y eje y, están dados por el cociente del momento actuante y el módulo de sección.

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

El módulo de sección es la relación entre la inercia respecto a cierto eje y la distancia máxima del eje neutro del cuerpo al borde de la carga en cuestión. El módulo de sección es propio de cada perfil, depende de su geometría.

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$

Los esfuerzos máximos de flexión y carga axial dependen del material y de las características del perfil utilizado. En este caso el esfuerzo de flexión máximo en el eje x corresponde al 66 por ciento del esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de flexión máximo en el eje y corresponde al 75 por ciento del esfuerzo de fluencia. Bajo estas condiciones, se obtienen los siguientes esfuerzos de flexión máximos:

$$F_{bx} = 0,66 * 2\,530,44 = 1\,670,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0,75 * 2\,530,44 = 1\,897,83 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.5. Diseño por flexión y compresión simultáneas (vigas-columnas)

En este tipo de situaciones se utilizan tres ecuaciones, las cuales tratan de realizar distintos chequeos y distintas condiciones de carga. La primera ecuación se usa para verificar la estabilidad del miembro, la ecuación es la ASD H1-1.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1,0$$

Donde:

C_m = factor de reducción de momentos.

F'_e = corresponde al esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad de 23/12. Está dado por:

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

La siguiente ecuación, ASD H1-2, se aplica en los extremos de las vigas columnas y verifica el esfuerzo en estos puntos. En este caso el esfuerzo permisible de compresión, F_a , se toma como 60 por ciento del esfuerzo de fluencia. Además, F_{bx} , se toma como el 66 por ciento del esfuerzo de fluencia.

$$\frac{f_a}{0,60F_y} + \frac{f_{bx}}{0,66F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

Cuando la carga axial es pequeña, no ocasionará un aumento considerable en la flexión. Esto sucede cuando el cociente del esfuerzo real por compresión y el esfuerzo permisible de compresión es menor a 0,15. La ecuación que aplica es la ASD H1-3.

Cuando $\frac{f_a}{F_a} < 0,15$:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

4.3. Diseño de la estructura del panel

La estructura del panel consiste en un bastidor que soporta una lámina, que es donde se coloca el anuncio; esta estructura se compone de tubos horizontales y verticales, distribuidos uniformemente. La carga más crítica para esta estructura es el viento, porque genera una presión considerable, sin embargo, los esfuerzos sobre cada tubo se reducen al distribuirse la carga en varios elementos. Al final, resulta que cada tubo puede estar constituido por un perfil bastante ligero.

4.3.1. Procedimiento de diseño

Como se especificó anteriormente, para el diseño de la estructura del panel, se ha elegido un elemento con la carga máxima, para que represente a los demás, con la finalidad de facilitar el proceso de fabricación y hacer una estructura uniforme.

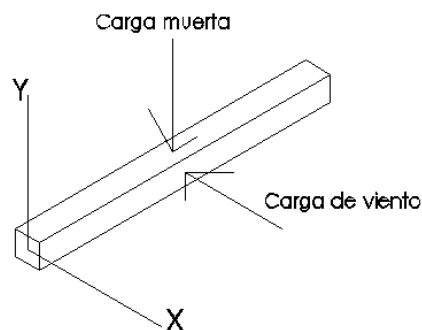
Sobre la estructura del panel actúan la carga muerta y la carga de viento en dos ejes distintos. La combinación de cargas a utilizar es:

Ecuación 12-9 del Código UBC de 1997

$$D + (W \text{ ó } \frac{E}{1,4})$$

Debido a que la carga de sismo es despreciable en este caso, la combinación será de carga muerta y carga de viento. Se presenta un diagrama de cómo interactúan las cargas sobre un elemento horizontal del panel.

Figura 43. **Interacción de las cargas sobre un elemento horizontal del panel**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Al observar los diagramas de cargas del tubo horizontal del panel, se eligió el punto donde la suma de los momentos y el cortante resultara más crítica, los datos se presentan a continuación.

Tabla XXXV. **Esfuerzos máximos en la parte más crítica del elemento horizontal**

Carga muerta	Carga de viento
$V_x = 19,10 \text{ kg}$	$V_y = 91,16 \text{ kg}$
$M_x = 4,14 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_y = 19,77 \text{ kg}\cdot\text{m}$
$N = 0,00$	$N = 0,00$

Fuente: elaboración propia.

Se observa que se presenta un caso de flexión biaxial, por ello se utiliza la ecuación de interacción descrita anteriormente. Al sustituir con los datos del problema se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\left(\frac{414,00}{S_x}\right)}{1\,670,09} + \frac{\left(\frac{1\,977,00}{S_y}\right)}{1\,897,83} \leq 1,0$$

Como el perfil que se está buscando es de sección cuadrada, su módulo de sección respecto al eje x y al eje y tienen el mismo valor, lo que simplifica la ecuación:

$$S_x = S_y = S$$

Entonces:

$$\frac{1}{S} \left(\frac{414,00}{1\,670,09} + \frac{1\,977,00}{1\,897,33} \right) \leq 1,0$$
$$S = 1,29 \text{ cm}^3$$

4.3.2. Solución

Se debe elegir un perfil tubular cuadrado cuyo módulo de sección en ambos ejes, sea igual o mayor al calculado con la ecuación anterior. El perfil elegido se utilizará tanto para los elementos verticales como para los horizontales de la estructura.

Tabla XXXVI. **Perfil elegido para la estructura del panel**

Nombre comercial	Tubo estructural cuadrado de 1 ½" x 1 ½" chapa 18
Dimensiones	3,81 cm x 3,81 cm
Espesor	0,12 cm
Área	1,74 cm ²
Módulo de sección en x (S_x)	1,80 cm ³
Módulo de sección en y (S_y)	1,80 cm ³

Fuente: cuadernillo técnico de Multigroup, edición 2 014. p. 14.

4.4. **Diseño de los contravientos**

Los contravientos están conformados como estructuras, donde cada uno de sus elementos soporta únicamente cargas normales. Los contravientos son los principales encargados de transmitir las cargas gravitacionales y laterales de la estructura del panel hacia la viga.

4.4.1. **Procedimiento de diseño**

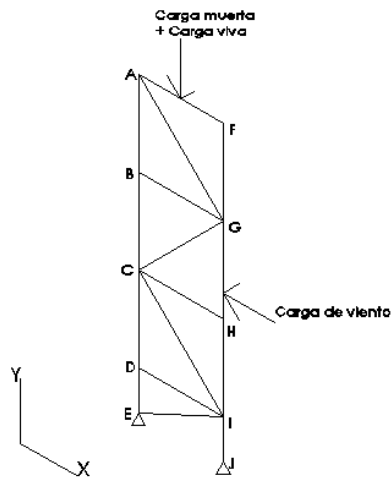
Para el diseño de los contravientos, se eligió una de estas estructuras que tuviera las cargas y esfuerzos máximos. Las cargas más críticas en esta estructura son la carga muerta, viva y viento; la combinación de cargas a utilizar es:

Ecuación 12-13 del Código UBC de 1997:

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right)$$

La forma en que interactúan las cargas sobre los contravientos se puede apreciar en el siguiente diagrama.

Figura 44. **Cargas actuantes sobre los contravientos del rótulo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La dirección de la carga muerta y viva son constantes pero, la carga de viento puede variar en el sentido opuesto. Por lo tanto, en el análisis por carga de viento, las fuerzas internas en cada uno de los elementos de la armadura, pueden pasar de compresión a tensión y viceversa, con una variación apreciable en su magnitud por la falta de simetría del sistema. En la siguiente tabla se presentan las fuerzas internas en cada uno de los elementos de la armadura en función de cada tipo de carga. En la misma tabla también se encuentra la longitud de cada uno de los elementos, estos datos son útiles para realizar el diseño por tensión y compresión.

La tensión se ha considerado con valor positivo y la compresión con valor negativo.

Tabla XXXVII. **Fuerzas internas en el contraviento provocadas por las cargas actuantes**

Elemento	Fuerzas internas (kg)				Longitud (m)
	Por carga muerta	Por carga viva	Por viento dirección -	Por viento dirección +	
AF	0,00	0,00	-121,67	0,00	1,50
AG	0,00	0,00	172,06	-273,68	2,12
AB	-53,68	-36,70	-121,67	145,68	1,50
BG	0,00	0,00	0,00	-273,68	1,50
BC	-120,36	-36,70	-121,64	145,68	1,50
CG	0,00	0,00	-494,36	593,15	2,12
CH	0,00	0,00	-227,90	0,00	1,50
CI	0,00	0,00	816,66	-980,19	2,12
CD	-195,04	-36,70	-1 048,67	1 258,20	1,50
DI	0,00	0,00	0,00	-200,26	1,50
DE	-244,39	-36,70	-1 048,67	1 258,20	0,70
EI	0,00	0,00	-816,66	985,87	2,12
FG	-52,37	-36,70	0,00	0,00	1,50
GH	-121,65	-36,70	471,20	-565,10	1,50
HI	-193,70	-36,70	471,20	-565,10	1,50
IJ	-245,38	-36,70	1 396,19	-1 675,16	0,70

Fuente: elaboración propia.

Los elementos más críticos y sobre los cuales se realizará el diseño de los contravientos son:

- CI: chequear por compresión
- CD: chequear por compresión
- IJ: chequear por compresión y por tensión

- Chequeo de elemento CI
 - Factor K de longitud efectiva: 1,20
 - Longitud del elemento: 2,12 m
 - Carga de compresión = 980,19 kg

 - Primer chequeo

Asumir factor de esbeltez (kl/r) = 150

Para dicho factor, de la tabla C-36 del código se obtiene el esfuerzo de compresión admisible.

$$467,39 \frac{kg}{cm^2}$$

El área requerida, con dicho esfuerzo admisible, resulta en:

$$A_{req} = \frac{980,19 \text{ kg}}{467,39 \frac{kg}{cm^2}} = 2,10 \text{ cm}^2$$

El perfil elegido provisionalmente es:

Tabla XXXVIII. **Perfil propuesto para los contravientos**

Nombre comercial	Tubo estructural cuadrado de 2" x 2" chapa 18
Dimensiones	5,08 cm x 5,08 cm
Espesor	0,12 cm
Área	2,32 cm^2
Radio de giro eje x	1,91 cm
Radio de giro eje y	1,91 cm

Fuente: cuadernillo técnico de Multigroup, edición 2 014. p. 14.

- Segundo chequeo

Se chequea el perfil elegido provisionalmente.

Factor de esbeltez:

$$\frac{kl}{r} = \frac{1,20 * 212cm}{1,91 cm} = 134$$

Para dicho factor, de la tabla C-36 del código se obtiene el esfuerzo de compresión admisible:

$$584,81 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza admisible por compresión resulta en:

$$P = 584,81 * 2,32 = 1\,356,76 \text{ kg} > 980,19 \text{ kg}$$

El perfil es adecuado para estas condiciones.

- Chequeo de elemento CD
 - Factor K de longitud efectiva: 1.20
 - Longitud del elemento: 1.50 m
 - Carga de compresión, utilizando la combinación de cargas:

$$P = 195,04 + 36,70 + 1\,048,67 = 1\,280,41 \text{ kg}$$

- Chequear el perfil elegido anteriormente

Calcular el factor de esbeltez:

$$\frac{kl}{r} = \frac{1,20 * 150 \text{ cm}}{1,91 \text{ cm}} = 95$$

Para dicho factor, de la tabla C-36 del código se obtiene el esfuerzo de compresión admisible:

$$F_a = 955,94 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza admisible por compresión resulta en:

$$P = 955,94 * 2,32 = 2\,217,78 \text{ kg} > 1\,280,41 \text{ kg} \text{ OK}$$

El perfil es adecuado para estas condiciones.

- Chequeo de elemento IJ
 - Chequeo por carga de tensión

Carga de tensión, considerar solo carga por viento:

$$P = 1\,396,19 \text{ kg}$$

- Chequear el perfil elegido anteriormente

Esfuerzo admisible de tensión:

$$F_b = 0,60 * F_y = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza admisible por tensión resulta en:

$$P = 1\,518,26 * 2,32 = 3\,522,36 \text{ kg} > 1\,396,19 \text{ kg} \text{ OK}$$

- Chequeo por carga de compresión

Carga de compresión, utilizando combinación de cargas:

$$P = 245,38 + 36,70 + 1\,675,16 = 1\,957,24 \text{ kg}$$

- Chequear el perfil elegido anteriormente

Calcular el factor de esbeltez:

$$\frac{kl}{r} = \frac{1,20 * 70 \text{ cm}}{1,91 \text{ cm}} = 44$$

Para dicho factor, de la tabla C-36 del código se obtiene el esfuerzo de compresión admisible:

$$F_a = 1\,325,67 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza admisible por compresión resulta en:

$$P = 1\,325,67 * 2,32 = 3\,075,55 \text{ kg} > 1\,957,24 \text{ kg OK}$$

El perfil es adecuado para estas condiciones.

4.4.2. Solución

Luego de hacer los chequeos por carga de tensión y compresión al perfil propuesto, se concluye que el mismo es capaz de soportar esas cargas, y por lo tanto es factible utilizarlo para fabricar los contravientos. A pesar de que algunos contravientos reciben cargas más grandes que otros, es buena práctica diseñar todos en base al elemento más esforzado, para tener un diseño más seguro y homogéneo.

4.5. Diseño de los marcos

El trabajo de los marcos es soportar a la plataforma tipo 2 y trasladar sus cargas a la viga. Los efectos de la carga de viento y sismo sobre estas estructuras es despreciable, por lo tanto su diseño se basa únicamente en las cargas gravitacionales.

4.5.1. Procedimiento de diseño

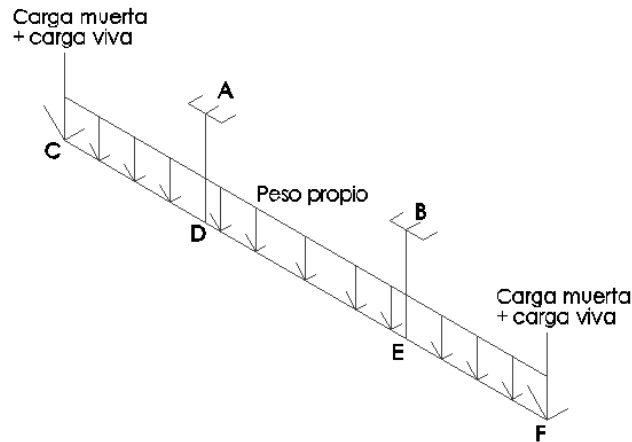
Para el diseño de los marcos, se eligió una de estas estructuras que contará con los esfuerzos máximos, para diseñar a las demás de su tipo, logrando una configuración uniforme y segura.

Sobre los marcos actúan la carga muerta y la carga viva, por esta razón se optó por la combinación de cargas 12-9 del Código UBC de 1997.

$$D + L + (L_r \text{ o } S)$$

Los efectos de carga viento y sismo sobre estas estructuras son despreciables porque, las estructuras son muy ligeras y su área expuesta es pequeña. A continuación se presenta la forma en que las cargas afectan a estos marcos.

Figura 45. **Cargas actuantes sobre los marcos**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Al revisar los diagramas de corte y momento para esta estructura, se eligieron los elementos con los esfuerzos máximos, a partir de los cuales se elegirá el perfil adecuado para todos los marcos. Al escribir los esfuerzos, se consideraron los efectos de tensión positivos y los efectos de compresión negativos.

Tabla XXXIX. **Elementos con los esfuerzos más críticos en el marco**

Elemento	Carga muerta			Carga viva		
	V (kg)	M (kg*m)	N (kg)	V (kg)	M (kg*m)	N (kg)
DC	54,49	46,51	0,00	61,44	64,51	0,00
AD	74,49	34,76	- 69,05	112,09	52,31	+ 61,44

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo del elemento DC

Al combinar las cargas se obtienen los siguientes esfuerzos.

Fuerza cortante:

$$V = 54,49 + 61,44 = 115,93 \text{ kg}$$

Momento:

$$M = 46,51 + 64,51 = 111,02 \text{ kg} * m$$

Fuerza normal:

$$N = 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ kg}$$

Se utiliza la ecuación de flexión respecto al eje x, tomando como valor del esfuerzo permisible de flexión el 60 por ciento del esfuerzo de fluencia.

$$F_b = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Dado que:

$$F_b = \frac{M}{S_x} = 1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_x = \frac{M}{F_b} = \frac{11\,102,00 \text{ kg} * \text{cm}}{1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7,31 \text{ cm}^3$$

Se elige un perfil provisionalmente:

Tabla XL. **Perfil propuesto para los marcos**

Nombre comercial	Tubo estructural cuadrado de 3" x 3" chapa 16
Dimensiones	7,62 cm x 7,62 cm
Espesor	0,15 cm
Área	4,45 cm^2
Módulo de sección en x	10,65 cm^3
Módulo de sección en y	10,65 cm^3

Fuente: cuadernillo técnico de Multigroup, edición 2 014. p. 14.

- Chequeo elemento AD

Al combinar las cargas se obtienen los siguientes esfuerzos.

Fuerza cortante:

$$V = 74,49 + 112,09 = 186,58 \text{ kg}$$

Momento:

$$M = 34,76 + 52,31 = 87,07 \text{ kg} * m$$

Fuerza normal:

$$N = -69,05 + 61,44 = -7,61 \text{ kg}$$

Se utiliza la ecuación de esfuerzos axiales y de flexión combinados. Se utilizará la ecuación ASD H1-3 porque la tensión en el elemento no genera un aumento en los momentos de segundo orden.

El chequeo se hará sobre el perfil elegido provisionalmente.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

$$\frac{\frac{7,61}{4,45}}{0,60 * 2 534,04} + \frac{\frac{87,07 * 100}{10,65}}{0,60 * 2 534,04} \leq 1,0$$

$$0,001 + 0,538 \leq 1,0$$

$$0,539 \leq 1,0 \quad OK$$

4.5.2. Solución

El perfil propuesto para los marcos es lo suficientemente resistente para utilizarlos en la fabricación de los elementos, porque cumple con todos los chequeos que se le realizaron. Sin embargo, si se puede utilizar un mismo tipo de perfil para fabricar los marcos y las estructuras rigidizantes, se optará por esta opción para simplificar la fabricación, siempre y cuando no exista mucha diferencia entre los perfiles requeridos por cada elemento.

4.6. Diseño de las estructuras rigidizantes

Las estructuras rigidizantes conectan a los contravientos del panel, su trabajo consiste en arriostrar la estructura y ayudar a que las cargas se distribuyan de forma más uniforme en cada uno de los contravientos. Los miembros de estas estructuras trabajan únicamente bajo cargas normales de compresión y tensión.

4.6.1. Procedimiento de diseño

Las estructuras rigidizantes sirven de estructura de respaldo para los contravientos, además de ayudar a distribuir las cargas de viento de una forma más uniforme y transmitir dichas cargas directamente a la columna. Las estructuras rigidizantes soportan la carga de viento, sin embargo, sobre ellas no se aplica ninguna carga viva y el peso propio de esta estructura, lo sostienen los contravientos, por lo que la carga muerta sobre la misma es nula.

Sobre las estructuras rigidizantes actúan solo la carga de viento, por esta razón se optó por la combinación de cargas 12-9 del código UBC del año 1997 y se ignorará la carga muerta.

$$D + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,40} \right)$$

El viento puede actuar desde dos direcciones opuestas, por esta razón se hizo el análisis de estas estructuras con carga de viento desde ambas direcciones, con este análisis se determinan de una mejor forma las fuerzas internas máximas en cada brazo de esta armadura.

Tabla XLI. **Integración de la carga de viento para las estructuras rigidizantes**

Elemento	Fuerzas internas (kg)		Longitud (m)
	Por viento dirección -	Por viento dirección +	
AB	-121,67	0,00	2,25
AE	172,06	0,00	1,50

Continuación de la tabla XLI.

BE	-121,67	-477,92	2,70
BF	0,00	-530,21	1,50
BG	-121,64	1 433,77	2,70
BC	-494,36	-1 590,61	2,25
CG	-227,90	0,00	1,50
CD	816,66	-1 590,61	2,25
DG	-1 048,67	-2 389,62	2,70
EF	0,00	397,64	2,25
FG	-1 048,67	397,64	2,25
GH	-816,66	3 578,90	2,25

Fuente: elaboración propia.

Los elementos más críticos y sobre los cuales se realizará el diseño de las estructuras rigidizantes son:

- DG: Chequear por compresión.
- GH: Chequear por tensión.

- Chequeo de elemento DG
 - Factor K de longitud efectiva: 1,20
 - Longitud del elemento: 2,70 m
 - Carga de compresión: 2 389,62 kg

- Primer chequeo

Asumir factor de esbeltez (kl/r) = 150

Para dicho factor, de la tabla C-36 del código se obtiene el esfuerzo de compresión admisible:

$$F_a = 467,39 \frac{kg}{cm^2}$$

El área requerida, con dicho esfuerzo admisible, resulta en:

$$A_{req} = \frac{2\,389,62 \text{ kg}}{467,39 \frac{kg}{cm^2}} = 5,11 \text{ cm}^2$$

El perfil elegido provisionalmente es:

Tabla XLII. **Perfil propuesto para las estructuras rigidizantes**

Nombre comercial	Tubo estructural cuadrado de 3"x3" chapa 16
Dimensiones	7,62 cm x 7,62 cm
Espesor	0,15 cm
Área	4,45 cm^2
Radio de giro en x	3,05 cm
Radio de giro en y	3,05 cm

Fuente: cuadernillo técnico de Multigroup, edición 2 014. p. 14.

- Segundo chequeo

Se chequea el perfil elegido provisionalmente.

Factor de esbeltez:

$$\frac{kl}{r} = \frac{1,20 * 270cm}{3,05 cm} = 107$$

Para dicho factor, de la tabla C-36 del código se obtiene el esfuerzo de compresión admisible.

$$F_a = 848,40 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza admisible por compresión resulta en:

$$P = 848,40 * 4,45 = 3\,775,38 \text{ kg} > 2\,389,62 \text{ kg} \quad OK$$

El perfil es adecuado para estas condiciones.

- Chequeo de elemento GH

Carga de tensión: 3,578.90 kg

- Chequear el perfil elegido anteriormente

Esfuerzo admisible de tensión.

$$F_a = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \frac{kg}{cm^2}$$

La fuerza admisible por compresión resulta en:

$$P = 1\,518,26 * 4,45 = 6\,756,26 \text{ kg} > 3\,578,90 \text{ kg} \text{ OK}$$

El perfil es adecuado para estas condiciones.

4.6.2. Solución

Al analizar los elementos más críticos de la estructura, bajo cargas de compresión y tensión, se ha determinado que el perfil propuesto es adecuado para dichas condiciones. Todos los marcos se fabricarán de la misma forma, para que el proceso sea más práctico.

4.7. Diseño de plataforma tipo 1

Sobre esta plataforma se desplazan las personas por el rótulo. La carga viva sobre estas estructuras, como se vio anteriormente, se estima imaginando cuántas personas y equipo pueden mantenerse sobre al mismo tiempo, con el espacio suficiente para desplazarse y trabajar cómodamente.

4.7.1. Procedimiento de diseño

Las plataformas tipo 1 brindan un espacio adecuado para que los trabajadores se desplacen por el rótulo para realizar tareas de mantenimiento y para que coloquen su equipo y herramienta mientras trabajan. En el diseño de estas estructuras dominan la carga viva y muerta, por ello se utiliza la combinación de cargas 12-8 del Código UBC de 1997.

$$D + L + (L_r \text{ o } S)$$

Al observar los diagramas derivados del análisis estructural de estas estructuras, se eligió el punto con los esfuerzos máximos, se resume esta información a continuación.

Tabla XLIII. **Integración de las cargas para la plataforma 1**

Carga muerta		Carga viva	
V =	4,79 kg	V =	22,32 kg
M =	1,87 kg*m	M =	8,65 kg*m
N =	0,00	N =	0,00

Fuente: elaboración propia.

En esta estructura se presenta un caso de flexión sobre un solo eje, para esta condición, se debe elegir un perfil con un módulo de sección adecuado, para que el esfuerzo de flexión real sea menor que el esfuerzo de flexión admisible.

Momento máximo sobre el elemento.

$$M = 1,87 + 8,65 = 10,52 \text{ kg} * m = 1\ 052,00 \text{ kg} * cm$$

Esfuerzo admisible por flexión,

$$F_b = 0,60 * 2\ 530,44 = 1\ 518,26 \frac{kg}{cm^2}$$

Módulo de sección requerido,

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{1\,052,00 \text{ kg} * \text{cm}}{1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,69 \text{ cm}^3$$

4.7.2. Solución

Luego de calcular los esfuerzos máximos y conocer qué módulo de sección se necesita, se debe elegir un perfil cuyo módulo de sección sea igual o mayor al calculado. Todos los elementos de la plataforma tipo 1 se fabricarán con el mismo perfil.

Tabla XLIV. Perfil elegido para fabricar las plataformas tipo 1

Nombre comercial	Tubo estructural cuadrado de 1" x 1" chapa 18
Dimensiones	2,54 cm x 2,54 cm
Espesor	0,12 cm
Área	1,10 cm^2
Módulo de sección en x	0,75 cm^3
Módulo de sección en y	0,75 cm^3

Fuente: cuadernillo técnico de Multigroup, edición 2 014. p. 14.

4.8. Diseño de plataforma tipo 2

La plataforma tipo 2 se ubica alrededor del panel y se apoya sobre los marcos. Esta estructura cuenta con más espacio que la plataforma tipo 1 y por lo puede soportar más personas y equipo. La estructura de esta plataforma se puede analizar como una viga continua que se apoya en cada unión con los marcos de apoyo.

4.8.1. Procedimiento de diseño

La plataforma tipo 2 brinda un espacio adecuado para que los trabajadores se desplacen por el rótulo para realizar tareas de mantenimiento. Al igual que en las plataformas tipo 1, en el diseño de estas estructuras dominan la carga viva y muerta, por ello se utiliza la combinación de cargas 12-8 del Código UBC de 1997.

$$D + L + (L_r \text{ o } S)$$

Al observar los diagramas derivados del análisis estructural de estas estructuras, se eligió el punto con los esfuerzos máximos, se resume esta información a continuación.

Tabla XLV. Integración de las cargas para la plataforma 2

Carga muerta		Carga viva	
V =	6,23 kg	V =	11,22 kg
M =	2,33 kg*m	M =	4,19 kg*m
N =	0,00	N =	0,00

Fuente: elaboración propia.

En esta estructura se presenta un caso de flexión sobre un solo eje, el procedimiento para elegir el perfil adecuado es el siguiente.

Calcular el momento máximo sobre el elemento,

$$M = 2,33 + 4,19 = 6,52 \text{ kg} * m = 652,00 \text{ kg} * cm$$

Esfuerzo admisible por flexión,

$$F_b = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de sección requerido,

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{652,00 \text{ kg} * \text{cm}}{1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,43 \text{ cm}^3$$

4.8.2. Solución

Una vez calculado el módulo de sección que requiere la estructura del panel tipo 2 para soportar los esfuerzos máximos de flexión, se elige un perfil que tenga un módulo de sección igual o mayor al calculado. Como solución práctica, se propone que tanto la plataforma tipo 1 como la plataforma tipo 2, sean fabricadas con el mismo perfil.

Tabla XLVI. **Perfil adecuado para fabricar la plataforma tipo 2**

Nombre comercial	Tubo estructural cuadrado de 1" x 1" chapa 18
Dimensiones	2,54 cm x 2,54 cm
Espesor	0,12 cm
Área	1,10 cm ²
Módulo de sección en x	0,75 cm ³
Módulo de sección en y	0,75 cm ³

Fuente: cuadernillo técnico de Multigroup, edición 2 014. p. 14.

4.9. Diseño de viga

La viga consiste en un perfil tubular redondo, que soporta esfuerzos de flexión en dos ejes distintos. En la dirección de la gravedad actúan las cargas viva y muerta, mientras en la dirección normal actúa la carga de viento. La viga se idealiza como si trabajara como dos secciones distintas, como dos voladizos, uno colocado a cada lado de la columna, donde ambos tienen la misma longitud y las mismas cargas. Por lo tanto, el diseño de la viga implica analizar un solo voladizo y con los esfuerzos máximos del mismo, determinar un perfil adecuado para ambas secciones de la viga.

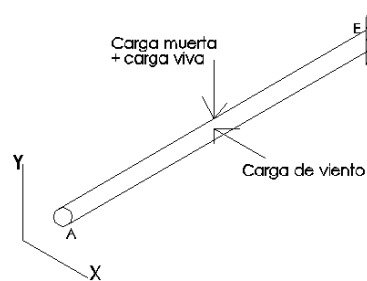
4.9.1. Procedimiento de diseño

La viga debe soportar la carga viva y muerta sobre la estructura del panel al igual que los efectos del viento y el sismo sobre las mismas. Sin embargo, las cargas viva, muerta y viento son las que resultan más críticas en el diseño de la viga, por lo tanto el efecto de la carga de sismo se ignora. Por la razón mencionada, se utiliza la combinación de cargas 12-13 del Código UBC de 1997.

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1.4} \right)$$

Los esfuerzos provocados por la carga viva y muerta actúan en la misma dirección, la dirección de la gravedad, mientras que el viento actúa en sentido perpendicular, tal como se muestra en el siguiente diagrama.

Figura 46. **Acción de las cargas sobre la viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Los esfuerzos máximos de corte y momento se encuentran en la unión de la viga a la columna. Los esfuerzos son máximos en este punto porque la viga trabaja como un voladizo y en dicho punto se encuentra empotrada teóricamente. Estos esfuerzos se resumen a continuación:

Tabla XLVII. **Esfuerzos que controlan el diseño de la viga**

Carga muerta		Carga viva		Carga de viento	
Vx =	3 728,24 kg	Vx =	362,02 kg	Vy =	3 733,21 kg
Mx =	14 799,31 kg*m	Mx =	1 670,59 kg*m	My =	14 232,80 kg*m
N =	0,00	N =	0,00	N =	0,00

Fuente: elaboración propia.

En esta estructura se presenta un caso de flexión sobre dos ejes distintos, el procedimiento de diseño es el siguiente.

Se calcula el momento total en el eje x usando la combinación de cargas.

$$M_x = 14\,799,31 + 1\,670,59 = 16\,469,90 \text{ kg} * m$$

Esfuerzo admisible por flexión en el eje x,

$$F_{bx} = 0,66 * 2\,530,44 = 1\,670,09 \text{ kg/cm}^2$$

Momento total en el eje y,

$$M_y = 14\,232,80 \text{ kg} * m$$

Esfuerzo admisible por flexión en el eje y,

$$F_{by} = 0,75 * 2\,530,44 = 1\,897,83 \text{ kg/cm}^2$$

Chequear la sección propuesta en el prediseño,

Tabla XLVIII. **Características del perfil propuesto para utilizar para la viga**

Diámetro exterior	60,96 cm
Diámetro interior	59,69 cm
Espesor	0,635 cm
Área	120,34 cm^2
Inercia respecto a x	54 748,69 cm^4
Inercia respecto a y	54 748,69 cm^4
Módulo de sección en x	1 796,22 cm^3
Módulo de sección en y	1 796,22 cm^3

Fuente: elaboración propia.

El código permite un aumento del 30 por ciento en los esfuerzos admisibles cuando se considera la acción de viento y sismo, por lo que la ecuación ASD H1-3 se modifica.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,30$$

Al ingresar en esta ecuación los valores calculados, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\frac{16\,469,90 * 100}{1\,796,22}}{1\,670,09} + \frac{\frac{14\,232,80 * 100}{1\,796,22}}{1\,897,83} \leq 1,30$$

$$\frac{916,92}{1\,670,09} + \frac{792,38}{1\,897,83} \leq 1,30$$

$$0,55 + 0,42 = 0,97 \leq 1,30 \quad OK$$

Como la sección queda sobrada, se propone una sección más ligera.

Tabla XLIX. **Características del segundo perfil propuesto para utilizar para la viga**

Diámetro exterior	55,88 cm
Diámetro interior	54,61 cm
Espesor	0,635 cm
Área	110,21 cm ²
Inercia respecto a x	42 050,38 cm ⁴
Inercia respecto a y	42 050,38 cm ⁴
Módulo de sección en x	1 505,02 cm ³
Módulo de sección en y	1 505,02 cm ³

Fuente: elaboración propia.

Al ingresar los nuevos valores en la ecuación de interacción, se presenta lo siguiente:

$$\frac{16\,469,90 * 100}{1\,505,02} + \frac{14\,232,80 * 100}{1\,505,02} \leq 1,30$$
$$\frac{961,44}{1\,670,09} + \frac{945,69}{1\,897,83} \leq 1,30$$
$$0,576 + 0,498 = 1,074 \leq 1,30 \quad OK$$

4.9.2. Solución

Dado que el segundo perfil propuesto, cumple con los requisitos impuestos por la ecuación de interacción para el caso de flexión biaxial y resulta más ligero, se elige este perfil para fabricar la viga. Difícilmente se encontrará un perfil similar al elegido en el mercado, por lo tanto el mismo debe fabricarse en el taller, soldando y rolando placas con el espesor calculado.

4.10. Diseño de columna

El diseño de la columna es un caso especial donde se presentan esfuerzos de flexión y compresión axial simultáneos. La flexión la producen las cargas laterales como el viento y el sismo, la compresión axial la provocan la carga viva y muerta.

4.10.1. Procedimiento de diseño

La columna soporta el total de la carga viva y muerta sobre el rótulo, también resiste la máxima carga de sismo y el total de la carga de viento. Las cargas viva y muerta se concentran en la punta de la columna y actúan en su

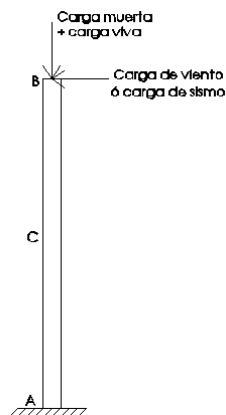
dirección axial, por otro lado, las cargas de sismo y viento actúan en dirección perpendicular a su eje axial, son cargas laterales. La combinación de cargas adecuada para este caso es la 12-13 del Código UBC de 1997.

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right)$$

La carga de viento se aplicó en dirección perpendicular al panel, porque en esta dirección hay más área expuesta y por lo tanto los esfuerzos son mayores. La carga de sismo se aplicó en la misma dirección para uniformizar el análisis porque, esta carga es la misma y causa efectos muy similares si se analiza en la dirección de x o de y.

Debido a la condición de cargas, la columna trabaja tanto a compresión como a flexión, como se muestra en la figura. Como la columna está libre en su punta y empotrada en su base, trabaja en voladizo.

Figura 47. **Acción de las cargas sobre la columna**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Los esfuerzos de corte y momento máximos se producen en la base de la columna, en el punto donde se une a la cimentación y que funciona como un empotramiento. Para realizar un diseño más económico, la columna se fabricará en dos partes, a modo de utilizar un perfil más ligero a partir del punto donde los esfuerzos se reducen. La primera sección de la columna comprende desde la base a la mitad de su altura, el diseño de esta parte se realizará usando los esfuerzos máximos en la base de la columna. La segunda sección de la columna comprende desde la mitad de su altura a su punta, que es donde se une con la viga, el diseño de esta parte se realizará usando los esfuerzos máximos en la mitad de la columna.

Tabla L. **Esfuerzos máximos en la base de la columna**

Carga muerta		Carga viva	
Vy =	0,00 kg	Vy =	0,00 kg
My =	0,00 kg*m	My =	0,00 kg*m
N =	11 975,28 kg	N =	724,04 kg
Carga de viento		Carga de sismo	
Vy =	7 909,25 kg	Vy =	11 410,16 kg
My =	111 473,61 kg*m	My =	157 386,84 kg*m
N =	0,00 kg	N =	0,00 kg

Fuente: elaboración propia.

Tabla LI. **Esfuerzos máximos en la mitad de la columna**

Carga muerta		Carga viva	
Vy =	0,00 kg	Vy =	0,00 kg
My =	0,00 kg*m	My =	0,00 kg*m
N =	9 928,10 kg	N =	724,04 kg
Carga de viento		Carga de sismo	
Vy =	7 687,84 kg	Vy =	10 298,37 kg
My =	54 934,19 kg*m	My =	74 663,18 kg*m
N =	0,00 kg	N =	0,00 kg

Fuente: elaboración propia.

4.10.1.1. Diseño de la primera sección de la columna (desde la base hasta la mitad)

Se propone realizar el diseño de la columna en dos secciones distintas, porque a medida que aumenta la altura, los esfuerzos sobre la columna disminuyen; entonces es posible reducir la sección del tubo para obtener un elemento más eficiente.

Esta primera sección de la columna es la más robusta, porque los esfuerzos en este segmento son mayores. Se realizará el chequeo de la sección propuesta en el prediseño.

Tabla LII. **Sección propuesta para la primera parte de la columna**

Diámetro exterior	86,36 cm
Diámetro interior	83,82 cm
Espesor	1,270 cm
Área	339,49 cm^2
Inercia respecto a x	307 323,60 cm^4
Inercia respecto a y	307 323,60 cm^4
Módulo de sección en x	7 117,27 cm^3
Módulo de sección en y	7 117,27 cm^3
Radio de giro en x	30,09 cm
Radio de giro en y	30,09 cm

Fuente: elaboración propia.

Los valores que se utilizarán en las ecuaciones se especifican en seguida.

- Coeficiente de longitud efectiva = $K = 2,10$
- Longitud = $l = 14,50$ m
- Como se trata de una columna en voladizo, se decide usar un valor de $C_m = 1,00$

En esta estructura se presenta un caso de flexión y compresión simultánea, el procedimiento de diseño es el siguiente.

Carga normal total (utilizando la combinación de cargas).

$$P = 11\,975,28 + 724,04 = 12\,699,32 \text{ kg}$$

Momento total en el eje x (utilizando la combinación de cargas).

$$M_x = \frac{157\,386,84 \text{ kg} * m}{1,4} = 111\,419,17 \text{ kg} * m$$

Se definen los esfuerzos admisibles por compresión y flexión en el eje x.

Factor de esbeltez.

$$\frac{kl}{r} = \frac{2,10 * 14,5 * 100}{30,09} = 101,20$$

Utilizando la tabla C-36 del código AISC método ASD novena edición, se obtiene la carga admisible por compresión a partir del factor de esbeltez.

$$F_a = 894,09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo admisible por flexión en el eje x.

$$F_{bx} = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se definen los esfuerzos actuantes.

Esfuerzo normal.

$$f_a = \frac{12\,699,32 \text{ kg}}{339,49 \text{ cm}^2} = 37,41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de flexión en el eje x.

$$f_{bx} = \frac{111\,419,17 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{7\,117,27 \text{ cm}^3} = 1\,565,48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se chequea el cociente entre el esfuerzo actuante de compresión y el esfuerzo admisible de compresión.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{37,41}{894,09} = 0,04$$

El código dice que si el cociente entre el esfuerzo actuante de compresión y el esfuerzo admisible de compresión es menor a 0,15, se debe utilizar la ecuación ASD H1-3. El código permite un aumento del 30 por ciento en los esfuerzos admisibles cuando se considera la acción de viento y sismo, por lo que la ecuación ASD H1-3 se modifica.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,30$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción.

$$\frac{37,41}{894,09} + \frac{1\,565,48}{1\,518,26} = 0,042 + 1,031 = 1,073 < 1,30 \quad OK$$

El perfil propuesto es adecuado para estas condiciones.

4.10.1.2. Diseño de la segunda sección de la columna (desde la mitad hasta la unión con la viga)

Se propone una sección más ligera para la segunda parte de la columna, porque los esfuerzos resultan menores. Para que la viga tenga una apariencia agradable y el empalme de ambas secciones de la columna sea más sencillo, se trabajarán ambas secciones con el mismo diámetro externo y el espesor del material será distinto.

Tabla LIII. Sección propuesta para la segunda parte de la columna

Diámetro exterior	86,36 cm
Diámetro interior	85,09 cm
Espesor	0,635 cm
Área	171,01 cm^2
Inercia respecto a x	157 101,35 cm^4
Inercia respecto a y	157 101,35 cm^4
Módulo de sección en x	3 638,29 cm^3
Módulo de sección en y	3 638,29 cm^3
Radio de giro en x	30,31 cm
Radio de giro en y	30,31 cm

Fuente: elaboración propia.

Los valores que se utilizarán en las ecuaciones se especifican en seguida.

- Coeficiente de longitud efectiva = $K = 2,10$
- Longitud = $l = 7,25$ m
- Como se trata de una columna en voladizo, se decide usar un valor de $C_m = 1,00$

En esta estructura se presenta un caso de flexión y compresión simultánea, el procedimiento de diseño es el siguiente.

Carga normal total (utilizando la combinación de cargas).

$$P = 9\,928,10 + 724,04 = 10\,652,14 \text{ kg}$$

Momento total en el eje x (utilizando la combinación de cargas).

$$M_x = \frac{74\,663,18 \text{ kg} * m}{1,4} = 53\,330,84 \text{ kg} * m$$

Se definen los esfuerzos admisibles por compresión y flexión en el eje x.

Factor de esbeltez.

$$\frac{kl}{r} = \frac{2,10 * 14,50 * 100}{30,31} = 100,46$$

Utilizando la tabla C-36 del Código AISC método ASD novena edición, se obtiene la carga admisible por compresión a partir del factor de esbeltez.

$$F_a = 903,23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo admisible por flexión en el eje x.

$$F_{bx} = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se definen los esfuerzos actuantes.

Esfuerzo normal.

$$f_a = \frac{10\,652,14 \text{ kg}}{171,01 \text{ cm}^2} = 62,29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de flexión en el eje x.

$$f_{bx} = \frac{53\,330,84 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{3\,638,29 \text{ cm}^3} = 1\,465,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se chequea el cociente entre el esfuerzo actuante de compresión y el esfuerzo admisible de compresión.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{62,29}{903,23} = 0,069$$

El código dice que si el cociente entre el esfuerzo actuante de compresión y el esfuerzo admisible de compresión es menor a 0,15, se debe utilizar la ecuación ASD H1-3. El código permite un aumento del 30 por ciento en los esfuerzos admisibles cuando se considera la acción de viento y sismo, por lo que la ecuación ASD H1-3 se modifica.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,30$$

Sustituyendo en la ecuación,

$$\frac{62,29}{903,23} + \frac{1\,465,82}{1\,518,26} = 0,069 + 0,965 = 1,034 < 1,30 \quad OK$$

El perfil propuesto es adecuado para estas condiciones.

4.10.2. Solución

Los dos perfiles propuestos para las dos partes de la columna cumplen con las condiciones de diseño, por lo tanto son adecuados para fabricar la columna del rótulo. Las secciones que se utilizarán para la columna, no son perfiles de molino, por esta razón se deben fabricar en taller rolando y uniendo láminas del espesor especificado.

4.11. Diseño de la unión de la estructura del panel a la viga

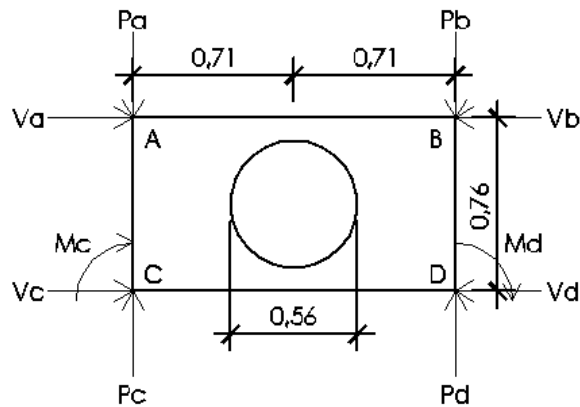
Esta unión consiste en una platina rectangular que va unida tanto a la viga como a los contravientos. Su función es transmitir las cargas de la estructura del panel hacia la viga. Esta unión debe diseñarse tanto por flexión como por la fuerza cortante que provocan los contravientos.

4.11.1. Procedimiento de diseño

El diseño de esta unión se realizó eligiendo la conexión con la carga más crítica. El diseño incluye diseñar el espesor de la soldadura, el espesor de la platina y colocar atiesadores a la misma.

En el siguiente diagrama se presentan las dimensiones de la platina y las cargas actuantes.

Figura 48. **Cargas actuantes en la unión de la estructura del panel con la viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La combinación de cargas a utilizar es la de la ecuación 12-9 del Código UBC de 1997.

$$D + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right)$$

Las cargas actuantes más críticas son las siguientes:

Tabla LIV. **Carga muerta en la unión estructura del panel y viga**

Punto	P (kg)	V (kg)	M (kg*m)
Contravientos			
A	244,39	0,00	0,00
B	245,38	0,00	0,00
Marcos			
C	69,05	74,49	17,38
D	69,05	74,49	17,38

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. **Carga viva en la unión estructura del panel y viga**

Punto	P (kg)	V (kg)	M (kg*m)
Contravientos			
A	36,70	0,00	0,00
B	36,70	0,00	0,00
Marcos			
C	61,44	112,09	26,15
D	61,44	112,09	-26,15

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Carga de viento en la unión estructura del panel y viga**

Punto	P (kg)	V (kg)	M (kg*m)
Contravientos (viento en dirección positiva)			
A	1 344,08	-740,05	0,00
B	-1 396,19	0,00	0,00
Contravientos (viento en dirección negativa)			
A	-1 675,16	893,36	0,00
B	1 675,16	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Se utiliza la combinación de cargas indicada anteriormente para calcular el total de las fuerzas que actúan sobre esta unión. En la sumatoria se considera positivo una fuerza que actúa hacia la derecha, una fuerza que actúa hacia arriba y un momento que actúa en dirección de las agujas del reloj.

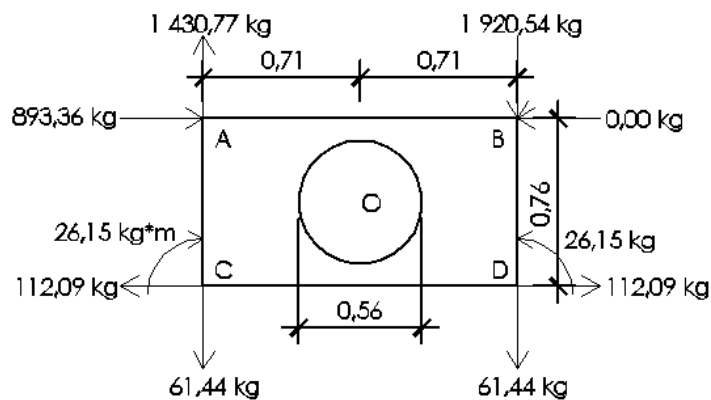
Tabla LVII. **Sumatoria de fuerzas utilizando la combinación de cargas**

Punto	P (kg)	V (kg)	M (kg*m)
A	1 430,77	893,36	0,00
B	-1 920,54	0,00	0,00
C	-61,44	-112,09	26,15
D	-61,44	112,09	26,15

Fuente: elaboración propia.

El diagrama de cuerpo libre de la unión es el siguiente:

Figura 49. **Diagrama de cuerpo libre de la unión de la estructura del panel a la viga**

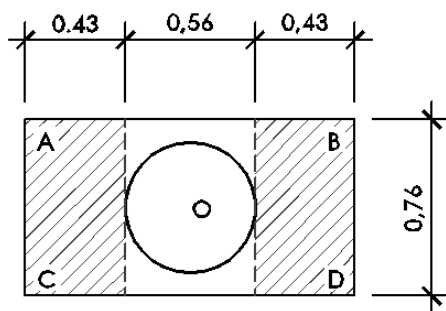


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.11.1.1. Diseño de la platina de unión

La platina se diseñará para resistir la flexión y el corte. Se analizará una sección de la platina que se encuentra más esforzada y se chequeará para resistirlos. Con base en el resultado del diseño de la platina más crítica, se determinarán las características de todas las platinas de este tipo. El procedimiento se presenta a continuación.

Figura 50. Sección esforzada de la platina de unión



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Chequear flexión

Se utilizará la fórmula de flexión sobre un solo eje.

$$F_b \geq \frac{Mc}{I_x}$$

Analizando la sección sombreada de la derecha en la figura 50, considerando que está en la condición de cargas correspondiente al diagrama de cuerpo libre de la unión (figura 49), se calcula el momento y la fuerza cortante neta sobre esta sección de la platina.

$$V = 1\,920,54 + 61,44 = 1\,981,98 \text{ kg}$$

$$M = 1\,981,98 * 43,00 = 85\,225,14 \text{ kg} * \text{cm}$$

En seguida se realiza el diseño por flexión:

$$F_b \geq \frac{Mc}{I_x}$$

Donde:

$$F_b = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{76,00}{2} = 38,00 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} * t * 76,00^3 = 36\,581,33 * t$$

$$1\,518,26 = \frac{85\,225,14 * 38,00}{36\,581,33 * t}$$

Se despeja el valor del espesor requerido:

$$t = \frac{85\,225,14 * 38,00}{36\,581,33 * 1\,518,26} = 0,058 \text{ cm}$$

Utilizar un espesor de 0,635 cm (1/4")

- Chequear corte

El esfuerzo de corte actúa sobre el plano de falla de la platina, este esfuerzo se expresa como:

$$F_v \geq \frac{V}{A}$$

El esfuerzo permisible por corte se considera así:

$$F_v = 0,30F_y$$

$$F_v = 0,30 * 2\,530,44 = 759,13 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

F_v = esfuerzo permisible por cortante

F_y = esfuerzo de fluencia del acero

Determinar el espesor de la platina con la ecuación:

$$\frac{V}{A} = \frac{V}{ht} < F_v$$

Entonces:

$$t = \frac{V}{hF_v}$$

Donde:

F_v = esfuerzo permisible por cortante

V = fuerza cortante sobre la platina

A = área de la sección transversal de la platina

h = altura de la platina

t = espesor de la platina

$$t = \frac{V}{hF_v} = \frac{1\,981,98}{76,00 * 759,13} = 0,034 \approx 0,635 \text{ cm } \left(\frac{1}{4} \text{ plg } \right)$$

Además de utilizar un espesor de la platina como el calculado, se recomienda colocar atiesadores a los extremos de esta unión, para brindarle rigidez.

4.11.1.2. Diseño de la soldadura

Se utilizará el método elástico para determinar el espesor de la soldadura que debe utilizarse. La soldadura está aplicada en el perímetro de la unión a la platina, a ambos lados de la misma. Se consideran positivos: un momento actuando en el sentido de las agujas del reloj, una fuerza actuando hacia la derecha o hacia arriba.

$$\sum M_o = 0$$

$$\begin{aligned} (1\,430,77 * 0,71 + 893,36 * 0,38) + (1\,920,54 * 0,71) \\ + (61,44 * 0,71 - 112,09 * 0,38 - 26,15) \\ + (-61,44 * 0,71 + 112,09 * 0,38 + 26,15) - M_o = 0 \end{aligned}$$

$$M_o = 2\,718,91 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$1\,430,77 - 1\,920,54 - 61,44 * 2 + F_{oy} = 0$$

$$F_{oy} = 612,65 \text{ kg}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$893,36 - 112,09 + 112,09 - F_{ox} = 0$$

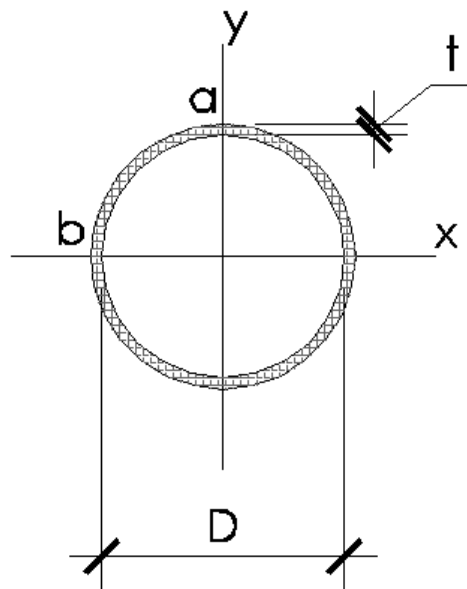
$$F_{ox} = 893,36 \text{ kg}$$

Determinar características de la soldadura. Suponer:

Espesor de la soldadura = 2,54 cm (1")

Diámetro = $D = 0,508 \text{ m} = 50,80 \text{ cm}$

Figura 51. **Detalle de la soldadura en la unión estructura panel a viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$A = (\pi * D) * t = \pi * 50,80 * 2,54 = 405,37 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{\pi}{64} (50,80^4 - 45,72^4) = 112\,423,45 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{\pi}{64} (50,80^4 - 45,72^4) = 112\,423,45 \text{ cm}^4$$

$$J = I_x + I_y = 224\,846,90 \text{ cm}^4$$

Determinar los esfuerzos máximos en la soldadura, se elegirá el punto más crítico. Análisis del punto a:

- Calcular esfuerzo horizontal

$$f_h = \frac{M * y}{J} + \frac{F_x}{A}$$

Donde:

f_h = esfuerzo horizontal sobre la soldadura

M = momento neto sobre la soldadura

y = distancia vertical del centroide de la soldadura al punto bajo estudio

J = momento polar de inercia

F_x = fuerza horizontal neta sobre la soldadura

A = área de la soldadura

$$f_h = \frac{M * y}{J} + \frac{F_x}{A} = \frac{(2\,718,91 * 100) * 25,40}{224\,846,90} + \frac{893,36}{405,37} = 32,92 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo vertical

$$f_v = \frac{M * x}{J} + \frac{F_y}{A}$$

Donde:

f_v = esfuerzo vertical sobre la soldadura

M = momento neto sobre la soldadura

x = distancia horizontal del centroide de la soldadura al punto bajo estudio

J = momento polar de inercia

F_x = fuerza vertical neta sobre la soldadura

A = área de la soldadura

$$f_v = \frac{M * x}{J} + \frac{F_y}{A} = \frac{(2\,718,91 * 100) * 0,00}{224\,846,90} + \frac{612,65}{405,37} = 1,51 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo total

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

$$f_r = \sqrt{1,51^2 + 32,92^2} = 32,95 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

f_r = Esfuerzo total sobre la soldadura

- Determinar la capacidad de la soldadura

Suponer que se está utilizando electrodo E70 y un espesor de soldadura de 2,54 cm (1").

$$f_{sold} = b_{ef} * (0,30 * F_{y\ electr})$$

Donde:

f_{sold} = resistencia de la soldadura por pulgada de ancho

b_{ef} = ancho efectivo de la soldadura = $0,707t$

t = espesor de la soldadura

$F_{y\ electr}$ = resistencia nominal a tensión del electrodo, para un electrodo

$$\text{tipo E70} = 70 \text{ ksi} = 4\,920,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sold} = (0,707 * 2,54) * (0,30 * 4\,920,64) = 2\,650,92 \text{ kg/cm}$$

Determinar espesor requerido de la soldadura:

$$t_{req} = \frac{f_r}{f_{sold}} = \frac{32,95}{2 * 563,58} = 0,029 \text{ cm} \approx 0,318 \text{ (1/8")}$$

4.11.2. Solución

Utilizar una platina con un espesor de 0,635 centímetros (1/4"). Esta platina se une a la columna con soldadura de arco metálico protegido, utilizando electrodo E70 y un cordón de espesor de 0,32 centímetros (1/8").

El detalle de la unión de la estructura del panel a la viga se presenta en el plano 4 en los anexos de esta investigación.

4.12. Diseño de unión de viga a columna

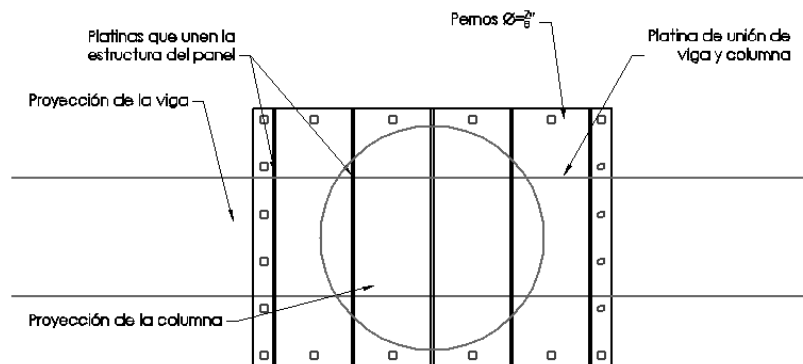
Esta unión debe transmitir los momentos y la fuerza cortante inducida en la viga a ambos lados de la columna. La forma en que esta unión transmite estos esfuerzos es por medio de los pernos y las platinas, que brindan resistencia y rigidez, lo que permite que todos los esfuerzos se puedan transmitir de forma continua a la columna.

El diseño de esta unión incluye chequear la resistencia de las platinas por flexión, chequear los pernos de anclaje por tensión y corte, chequear la soldadura. Cada uno de estos chequeos se presenta en esta sección.

4.12.1. Procedimiento de diseño

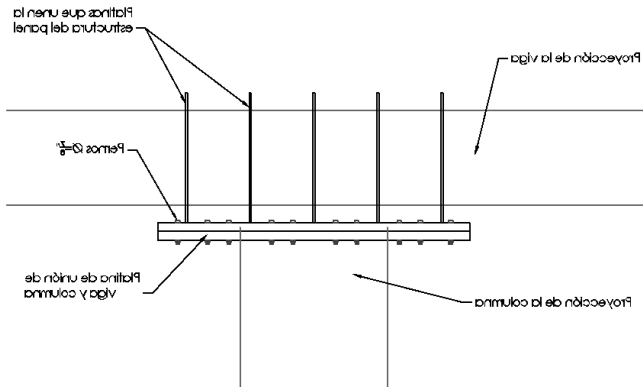
En primer lugar se chequearán los pernos por tensión, determinando la fuerza que se provoca en cada uno de ellos. Luego, se chequean los pernos por corte. Después, conociendo la fuerza teórica en cada uno de los tornillos se chequeará la platina por la flexión inducida. Para finalizar se revisará si la longitud y el espesor de la soldadura son adecuados.

Figura 52. Detalle de unión de viga con columna vista en planta



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 53. **Detalle de unión de viga con columna vista en elevación**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.12.1.1. **Diseño de los pernos**

Los pernos hacen posible la conexión al unir ambas platinas soldadas a los extremos de la viga y la columna. Los pernos deben restringen el desplazamiento de las platinas, provocado por los esfuerzos que actúan en la unión. El uso de tornillos, facilita el proceso de fabricación y montaje.

- Chequeo de los pernos por tensión
 - Paso 1

Determinar la fuerza en cada uno de los pernos a partir de la ecuación,

$$F_i = \frac{1}{n_i} \left(\frac{M x_i}{I} \right)$$

Donde:

F_i = fuerza en cada uno de los tornillos

n_i = cantidad de tornillos en una misma línea

M = momento que soporta la unión

x_i = distancia de la línea de tornillos al centroide del grupo de tornillos de la unión (en este caso coincide con el centro de la placa).

I = inercia de la distribución de tornillos

$$I = \sum_{i=1}^n n_i x_i^2$$

I = inercia de la distribución de tornillos

n_i = cantidad de tornillos en una misma línea

x_i = distancia de la línea de tornillos al centroide de la distribución

- Paso 2

Chequear la resistencia de los tornillos.

Se elige el tornillo con la fuerza más crítica de tensión y se comprueba que esta fuerza no sobrepase la capacidad permisible del tornillo.

$$F_i < f_T * A_{torn}$$

Donde:

F_i = fuerza en cada uno de los tornillos

F_{Tperm} = esfuerzo de tensión permisible del tornillo, depende de tipo de tornillo que se utiliza

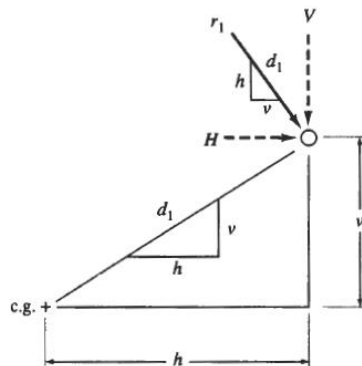
A_{torn} = sección del tipo de tornillo utilizado en la unión

- Chequeo de los pernos por corte

El procedimiento de diseño de esta unión se realizará de manera similar al empalme de la columna, sin embargo, en este caso se debe chequear que los pernos resistan el corte generado por el momento transmitido por el viento.

En una distribución de una unión pernada sometida a un momento de torsión y a una fuerza de corte, se produce una fuerza cortante en cada uno de los tornillos por la acción de dicho momento y dicha fuerza. En este tipo de uniones, se analiza el perno con la mayor fuerza de corte, y en base a este mismo se determina el diámetro necesario de cada tornillo para resistir los esfuerzos.

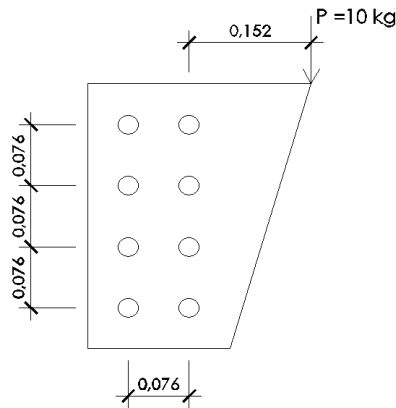
Figura 54. **Fuerza total sobre un tornillo por fuerza de corte y momento de torsión**



Fuente: MACCORMAC, Jack. *Diseño de estructuras metálicas método ASD*. p. 324.

Se explicará este chequeo con un ejemplo. Tomando como referencia la figura 55 se determina el cortante total que actúa sobre el perno más esforzado.

Figura 55. **Platina con tornillos bajo corte**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Determinar distancia al centroide de los tornillos.

$$e = 0,152 + \frac{0,076}{2} = 0,190 \text{ m}$$

Determinar momento actuante sobre la unión pernada.

$$M = Pe = 10 * 0,190 = 1,90 \text{ kg} * \text{m}$$

Determinar sumatoria de las distancias al cuadrado de los tornillos al centroide de la distribución.

$$\Sigma d^2 = \Sigma h^2 + \Sigma v^2$$

$$\begin{aligned}\sum d^2 &= 8 * \left(\frac{0,076}{2}\right)^2 + 4 * \left[\left(\frac{0,076}{2}\right)^2 + \left(0,076 + \frac{0,076}{2}\right)^2\right] = 0,0116 + 0,0578 \\ &= 0,0694 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Calcular la fuerza resultante en el perno más alejado del centroide de la distribución (perno bajo carga más crítica):

Calcular fuerza horizontal provocada por el momento y por la fuerza cortante horizontal.

$$H = \frac{Mv}{\sum d^2} + \frac{V_x}{n} = \frac{1,90 * 0,114}{0,0694} = 3,12 \text{ kg}$$

Calcular fuerza vertical provocada por el momento y por la fuerza cortante vertical.

$$V = \frac{Mh}{\sum d^2} + \frac{V_y}{n} = \frac{1,90 * 0,038}{0,0694} + \frac{10,00}{8} = 2,29 \text{ kg}$$

Calcular la fuerza total sobre el perno.

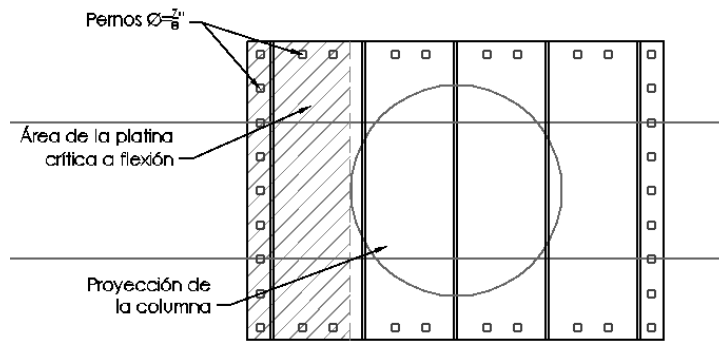
$$\begin{aligned}r &= \sqrt{(H)^2 + (V)^2} \\ r &= \sqrt{(3,12)^2 + (2,29)^2} = 3,87 \text{ kg}\end{aligned}$$

4.12.1.2. Diseño de la platina de unión

Para realizar este análisis, se define la sección de la platina más afectada por la acción de la flexión, esta misma se diseña tal fuese una viga, donde el

momento actuante es el provocado por la fuerza de tensión de cada tornillo, que actúan como cargas puntuales.

Figura 56. **Sección crítica de la platina bajo flexión**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Paso 1

Determinar el momento generado en la sección crítica, y que resiste cada platina de unión.

$$M_{cr} = \sum_{i=1}^n n_i F_i l_i$$

Donde:

M_{cr} = momento crítico

F_i = fuerza en cada tornillo

n_i = cantidad de tornillos en la misma línea

l_i = distancia entre cada tornillo y la sección crítica

- Paso 2

Determinar el espesor de cada platina de unión.

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6M_{cr}}{bF_b}}$$

Donde:

t_{req} = espesor requerido de la platina de unión

M_{cr} = momento crítico

b = ancho de la platina

F_b = resistencia permisible a flexión de la platina, se toma como el 60% del esfuerzo de fluencia

$$F_b = 0,60 * 2\,530,44 = 1\,518,26 \text{ kg/cm}^2$$

4.12.1.3. Chequeo de la soldadura

Se debe revisar la soldadura que une a cada una de las platinas con la columna. Estas platinas deben resistir tanto el momento de torsión como la fuerza cortante inducidos por cada voladizo de la viga. Para este caso se utilizará el momento de torsión y la fuerza cortante transmitidos por una sola sección de la viga, como el caso más crítico.

- Paso 1

Calcular el área de la soldadura, considerando que ésta tiene un ancho nominal de 2,54 centímetros (1 pulgada).

$$A_{sold} = \frac{\pi}{4} [(D_c + 2t)^2 - D_c^2]$$

Donde:

A_{sold} = área de la soldadura

D_c = diámetro exterior de la columna

t = espesor de la soldadura, inicialmente se tomará un espesor de 2.54 cm
(1 plg)

Calcular la inercia de la soldadura en el eje x y el eje y, para luego definir el momento polar de inercia.

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{64} [(D_c + t)^4 - D_c^4]$$

$$J = I_x + I_y$$

Donde:

I_x = inercia de la soldadura respecto al eje x

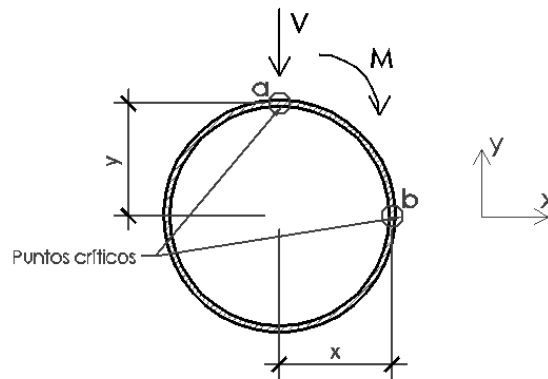
I_y = inercia de la soldadura respecto al eje y

J = momento polar de inercia

- Paso 2

Calcular el esfuerzo máximo en la soldadura. Se eligen los puntos más esforzados en el cordón de soldadura y se calcula el esfuerzo total. El esfuerzo más grande se utilizará posteriormente para chequear el espesor de la soldadura.

Figura 57. **Puntos críticos en una soldadura**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Calcular los esfuerzos en el eje x y el eje y, y posteriormente el esfuerzo total.

$$f_v = \frac{V_y}{A_{sold}} + \frac{Mx}{J}$$

$$f_h = \frac{V_x}{A_{sold}} + \frac{My}{J}$$

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

Donde:

f_x = esfuerzo horizontal en la soldadura

f_v = esfuerzo vertical en la soldadura

f_r = esfuerzo total en la soldadura

V_x = fuerza cortante en x

V_y = fuerza cortante en y

- Paso 3

Calcular la resistencia del cordón de soldadura, utilizando un espesor de 2,54 cm (1 pulgada),

$$f_{sold} = b_{ef} * (0,30 * F_{y\ electr})$$

Donde:

f_{sold} = resistencia de la soldadura por pulgada de ancho

b_{ef} = ancho efectivo de la soldadura = $0,707t$

t = espesor de la soldadura

$F_{y\ electr}$ = resistencia nominal a tensión del electrodo, para un electrodo

tipo E70 = 70 ksi = $4\ 920,64\ \frac{kg}{cm^2}$

Luego determinar el espesor de soldadura requerido.

$$t_{req} = \frac{f_r}{f_{sold}}$$

Donde:

t_{req} = espesor requerido de la soldadura

4.12.2. Ejemplo

A continuación se presenta el diseño de la unión de la columna a la viga del rótulo. Los datos correspondientes a los esfuerzos, materiales y a las dimensiones de la unión son los siguientes:

Esfuerzo de fluencia de la placa = $f_y = 2\,530,62 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia nominal a tensión de los pernos (pernos A325) =

$f_T = 3\,092,98 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia nominal a cortante de los pernos (pernos A325) =

$f_v = 1\,476,20 \text{ kg/cm}^2$

Número de pernos = 20

Diámetro de los pernos = $D_{perno} = 1,27 \text{ cm}$ (1/2")

Área de un perno = $A_{perno} = 1,27 \text{ cm}^2$

Diámetro de la columna = $d_c = 106,68 \text{ cm}$

Espesor de la placa = t_p = Debe calcularse

A partir del análisis estructural del rótulo se obtienen los esfuerzos máximos para esta unión. Se utilizará la combinación de cargas, 12-13 del Código UBC de 1997.

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1.4} \right)$$

Fuerza cortante última en dirección de x. Actúa la carga muerta y viva.

$$V_{ux} = 3\,728,24 + 362,02 = 4\,090,26 \text{ kg}$$

Fuerza cortante última en dirección y. Actúa la carga de viento,

$$V_{uy} = 3\,733,21 \text{ kg}$$

Momento último en dirección x. Actúa la carga muerta y viva,

$$M_{ux} = 14\,799,31 + 1\,670,59 = 16\,469,90 \text{ kg} * m$$

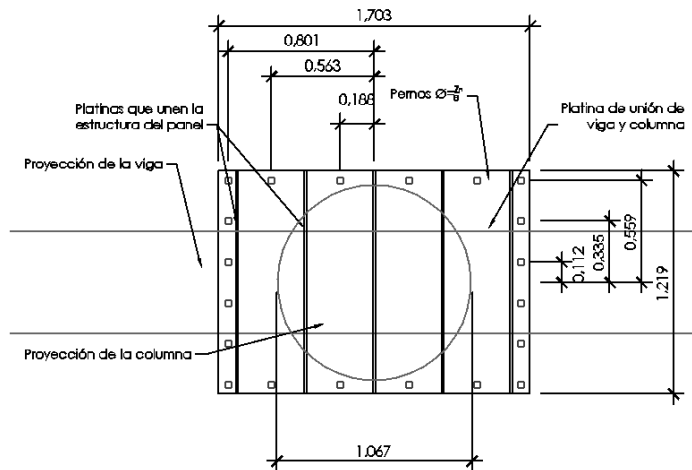
Momento último en dirección y. Actúa la carga muerta y viva,

$$M_{uy} = 14\,232,80 \text{ kg} * m$$

4.12.2.1. Muestra de cálculo

En esta parte se desarrolla el procedimiento de diseño descrito anteriormente, aplicado para el problema en cuestión. Se diseñarán las platinas y tornillos adecuados para las cargas del rótulo bajo análisis, dejando constancia de los criterios y valores utilizados.

Figura 58. **Distribución de los pernos en la unión de la viga con la columna**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.12.2.1.1. Diseño de los pernos

El procedimiento de diseño de los pernos se presenta a continuación. Para este respecto es muy importante la ubicación de cada perno en la unión, porque esta característica define el esfuerzo que cada uno recibe. Se hace el chequeo por carga de corte y tensión.

- Chequeo de los pernos por tensión

Determinar inercia de la distribución de los pernos.

$$I = \sum_{i=1}^n n_i x_i^2 = 2 * [6 * 80,10^2 + 2 * 56,30^2 + 2 * 18,80^2] = 91\ 084,64\ cm^2$$

Determinar fuerza en los tornillos.

$$F_i = \frac{1}{n_i} \left(\frac{M x_i}{I} \right)$$

Sabiendo que:

$$M = M_x = 16\,469,90 \text{ kg} * m$$

$$I = 91\,084,64 \text{ cm}^2$$

Tabla LVIII. **Cálculo de la tensión en cada perno en la unión viga a columna**

Posición	Número de pernos en la misma línea	Distancia (cm)	Fuerza de cada perno en la línea (kg)
P1	2	18,80	169,97
P2	2	56,30	509,01
P3	6	80,10	241,39

Fuente: elaboración propia.

Determinar tensión permisible de un tornillo, considerar un tornillo de 0,95 centímetros (3/8") de diámetro:

$$P_{perm} = f_T A_{perno} = 3\,092,98 * 0,71 = 2\,196,02 \text{ kg}$$

$$P_{perm} > P_{max} \text{ OK}$$

- Chequeo de los pernos por corte

Cortante actuante.

$$V_y = 3\,733,21 \text{ kg}$$

Momento actuante.

$$M_y = 14\,232,80 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Determinar sumatoria de las distancias al cuadrado de los tornillos al centroide de la distribución.

$$\begin{aligned}\sum d^2 &= \sum h^2 + \sum v^2 \\ \sum d^2 &= 4 * [(80,10^2 + 55,90^2) + (80,10^2 + 33,50^2) + (80,10^2 + 11,20^2)] + 4 \\ &\quad * [(56,30^2 + 55,90^2) + (18,80^2 + 55,90^2)] \\ \sum d^2 &= 133\,573,12 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Calcular la fuerza resultante en el perno más alejado del centroide de la distribución (perno bajo carga más crítica). Se eligió el perno más alejado en dirección horizontal.

Calcular fuerza horizontal provocada por el momento y por la fuerza cortante horizontal.

$$H = \frac{Mv}{\sum d^2} + \frac{V_x}{n} = \frac{(14\,232,80 * 100) * 0,00}{133\,573,12} + \frac{0,00}{20} = 0,00 \text{ kg}$$

Calcular fuerza vertical provocada por el momento y por la fuerza cortante vertical.

$$V = \frac{Mh}{\sum d^2} + \frac{V_y}{n} = \frac{(14\,232,90 * 100) * 80,10}{133\,573,12} + \frac{3\,733,21}{20} = 1\,040,17 \text{ kg}$$

Calcular la fuerza total sobre el perno.

$$r = \sqrt{(H)^2 + (V)^2} = \sqrt{0,00^2 + 1\,040,17^2} = 1\,040,17 \text{ kg}$$

Calcular fuerza de corte máxima permisible para un perno,

$$V_{perm} = f_v A_{perno} = 1\,476,20 * 1,27 = 1\,874,77 \text{ kg}$$

$$V_{perm} > r \quad OK$$

4.12.2.1.2. Diseño de la platina de unión

La condición más crítica para la platina de unión es el momento. Este momento se calcula como el producto de la fuerza de cada perno y la distancia entre cada perno y el borde de la sección crítica (que se muestra en la figura 56). Luego, se diseña la platina de unión como si fuera una viga a flexión simple.

$$M_{cr} = \sum_{i=1}^n n_i F_i l_i$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 6 * 241,39 * \left(80,10 - \frac{106,68}{2}\right) + 2 * 509,01 * \left(56,30 - \frac{106,68}{2}\right) \\ &= 41\,770,92 \text{ kg} * \text{cm} \end{aligned}$$

Determinar el espesor de cada platina de unión.

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6M_{cr}}{bF_b}} = \sqrt{\frac{6 * 41\,770,92}{121,90 * 1\,518,26}} = 1,164 \text{ cm} \cong 1,588 \text{ cm} \left(\frac{5}{8} \text{ plg}\right)$$

4.12.2.1.3. Diseño de la soldadura

El diseño de la soldadura implica determinar el espesor de la soldadura de un tipo específico (en este caso es soldadura de arco protegido con electrodo E70) para soportar los esfuerzos que le transmiten. El espesor se calcula como el cociente del esfuerzo sobre la soldadura y la resistencia de la soldadura por unidad de largo.

Cortante actuante.

$$V_y = 3\,733,21 \text{ kg}$$

Momento actuante.

$$M_y = 14\,232,80 \text{ kg} * m$$

Calcular el área de la soldadura, considerando que ésta tiene un ancho nominal de 2,54 centímetros (1 pulgada).

$$A_{sold} = \frac{\pi}{4} [(D_c + 2t)^2 - D_c^2]$$
$$A_{sold} = \frac{\pi}{4} [(106,68 + 2 * 2,54)^2 - 106,68^2] = 871,54 \text{ cm}^2$$

Calcular la inercia de la soldadura en el eje x y el eje y, para luego definir el momento polar de inercia.

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{64} [(D_c + 2t)^4 - D_c^4]$$
$$I_x = I_y = \frac{\pi}{64} [(106,68 + 2 * 2,54)^4 - 106,68^4] = 1\,300\,274,17 \text{ cm}^4$$

$$J = I_x + I_y = 1\,300\,274,17 * 2 = 2\,600\,548,34 \text{ cm}^4$$

Calcular los esfuerzos en el eje x y el eje y, y el esfuerzo total en el punto más crítico. Se eligió el punto más crítico, como el más alejado del centro en dirección horizontal.

$$f_v = \frac{V_y}{A_{sold}} + \frac{Mx}{J} = \frac{3,733.21}{871.54} + \frac{(14,232.80 * 100) * 106.68/2}{2'600,548.34} = 39.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{V_x}{A_{sold}} + \frac{My}{J} = \frac{0.00}{871.54} + \frac{(14,232.80 * 100) * 0.00}{2'600,548.34} = 0.00$$

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{39.21^2 + 0.00^2} = 39.21 \text{ kg/cm}$$

Calcular la resistencia del cordón de soldadura, utilizando un espesor de 2,54 centímetros (1 pulgada).

$$f_{sold} = b_{ef} * (0,30 * F_{y\text{ electr}})$$

$$f_{sold} = (0,707 * 2,54) * (0,30 * 4\,920,64) = 2\,650,92 \text{ kg/cm}^2$$

Luego determinar el espesor de soldadura requerido,

$$t_{req} = \frac{f_r}{f_{sold}} = \frac{39,21}{2\,650,92} = 0,015 \text{ cm} \approx 0,318 \text{ cm (1/8")}$$

4.12.2.2. Solución

Se utilizarán placas de unión de 1,59 centímetros (5/8 pulgadas) de espesor, con atiesadores de 1,27 centímetros (1/2 pulgadas) para aumentar la rigidez y permitir la transmisión efectiva del momento. Se utilizarán 20 pernos A325 de 1,27 centímetros (1/2 pulgadas) de diámetro. La platina unida a la

columna irá soldada a la misma con electrodo E70 y un cordón de 0,32 centímetros (1/8 pulgadas) de grosor.

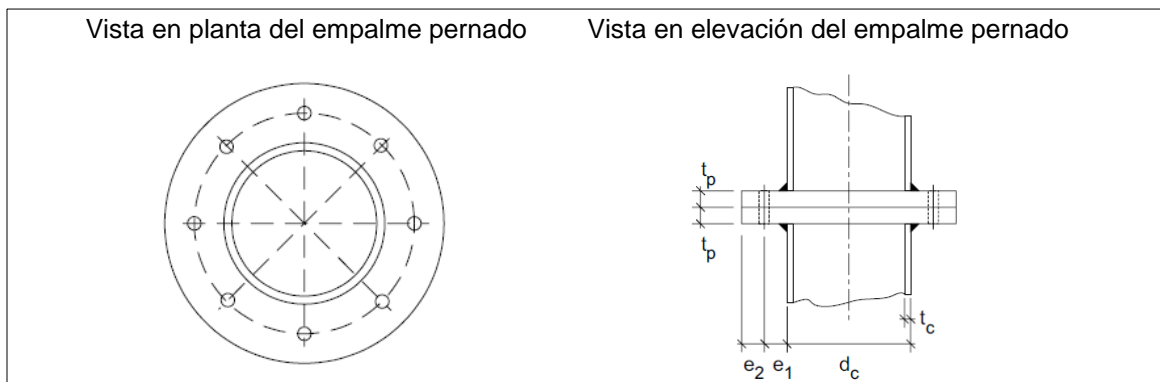
El detalle de esta unión se presenta en el plano 4 en los anexos.

4.13. Diseño de la unión de ambas secciones de la columna

Esta unión le da continuidad a la columna en el punto donde cambia de sección, aunque se mantiene su diámetro exterior. Esta unión debe soportar la compresión y el momento sobre la columna en el punto indicado.

El nombre técnico de este tipo de unión es: empalme para una columna circular hueca bajo cargas de compresión y tensión. El procedimiento de diseño que se investigó en documentos técnicos se presenta en esta sección. Las constantes a considerar, relacionadas con las dimensiones de la unión, se presentan en la siguiente figura.

Figura 59. **Características de un empalme de una columna hueca circular**



Fuente: KUROBANE, Yoshiaki. *Design Guide for structural hollow section column connections*. p. 171-181.

4.13.1. Procedimiento de diseño

Este procedimiento incluye combinar los esfuerzos axiales y de flexión en la unión, para determinar el espesor de la platina y el tipo y cantidad de tornillos que se requieren para darle la resistencia adecuada a la conexión. Esta unión debe ser bastante rígida para que se mantenga la continuidad en la transmisión de cargas de la columna.

- Paso 1

Se convierten las cargas de compresión y momento a una carga de tensión equivalente a partir de la siguiente ecuación:

$$P_{Tu} = \left[-\frac{P_{Cu}}{A} + \frac{M}{S} \right] A$$

Donde:

P_{Tu} = carga de tensión equivalente

P_{Cu} = carga última de compresión en el punto de la unión

M = valor del momento en el punto de la unión

A = área de la sección de la columna

S = módulo de la sección de la columna

- Paso 2

Calcular factores de diseño.

$$r_1 = \frac{d_c}{2} + 2e_1$$

$$r_2 = \frac{d_c}{2} + e_1$$

$$r_3 = \frac{(d_c - t_c)}{2}$$

Donde:

d_c = diámetro exterior del elemento, ambas partes de la columna empalmada tienen el mismo diámetro exterior

e_1 = distancia del borde del elemento al círculo de pernos, para utilizar este método simplificado se tiene la condición que:

$$e_1 = e_2$$

t_c = espesor del elemento a empalmar

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right)$$

$$k_3 = k_1 + 2$$

$$f_3 = \frac{1}{2k_1} \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1} \right)$$

- Paso 3

Calcular el espesor de la placa.

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2P_{Tu}}{0,90F_{ypl}\pi f_3}}$$

Donde:

P_{Tu} = carga de tensión última o carga de tensión equivalente

F_{ypl} = esfuerzo de fluencia de la placa

Calcular el número de pernos.

$$n \geq \frac{P_{Tu}}{0,90F_{ype}} \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)$$

Donde:

F_{ype} = Resistencia nominal a tensión del perno

- Paso 4

Determinar el espesor de la soldadura entre la columna y la placa.

Calcular la capacidad de la soldadura utilizando electrodo E70 y considerando un espesor de soldadura de 2,54 centímetros (1 pulgada).

$$f_{sold} = b_{ef} * (0,30 * F_{y\ electr})$$

Donde:

f_{sold} = resistencia de la soldadura por pulgada de ancho

b_{ef} = ancho efectivo de la soldadura = $0,707t$

t = espesor de la soldadura

$F_{y\ electr}$ = resistencia nominal a tensión del electrodo, para un electrodo

tipo E70 = 70 ksi = $4\ 920,64 \frac{kg}{cm^2}$

Determinar la capacidad a tensión de esta soldadura multiplicándola por su longitud total.

$$P_{sold} = f_{sold} \pi d_c$$

Determinar espesor requerido de la soldadura.

$$t_{req} = \frac{P_{Tu}}{P_{sold}}$$

4.13.2. Ejemplo

A continuación se presenta el diseño del empalme de la columna del rótulo. Esta unión permite que la columna se fabrique en dos secciones de distinto grosor y también facilita la labor de transporte y montaje. Los datos correspondientes a los esfuerzos, materiales y a las dimensiones de la unión son los siguientes:

$$\text{Esfuerzo de fluencia de la placa} = f_y = 2\,530,62 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a tensión de los pernos (pernos A325) =

$$f_y = 8\,435,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Diámetro de la columna} = d_c = 86,36 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor de la pared de la columna} = t_c = 1,27 \text{ cm}$$

$$\text{Área de la columna} = A = 339,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo de sección de la columna} = S = 7\,117,27 \text{ cm}^3$$

$$\text{Diámetro de la placa} = d = 106,68 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor de la placa} = t_p = \text{Debe calcularse}$$

$$\text{Número de pernos} = \text{Debe calcularse}$$

Diámetro de los pernos = $D_{perno} = 1,90 \text{ cm}$ (3/4")

Área de un perno = $A_{perno} = 2,85 \text{ cm}^2$

Distancia del borde de la columna al círculo de tornillos = $e_1 = 5,08 \text{ cm}$

Distancia del círculo de tornillos al borde de la placa = $e_2 = 5,08 \text{ cm}$

A partir del análisis estructural del rótulo se obtienen los esfuerzos máximos para esta unión. Se utilizará la combinación de cargas, 12-13 del Código UBC de 1997.

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right)$$

Carga última de compresión, utilizando combinación de cargas.

$$P_{Cu} = 9\,928,10 + 724,04 = 10\,652,14 \text{ kg}$$

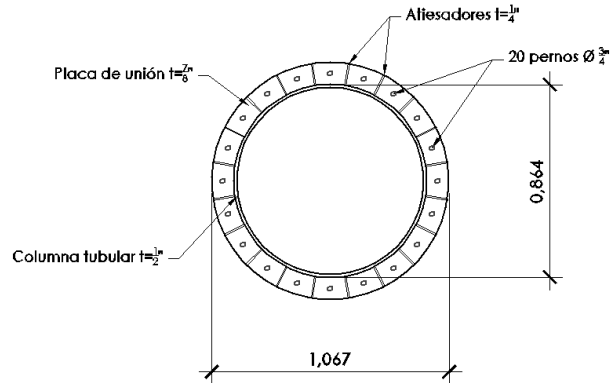
Momento último, utilizando combinación de cargas.

$$M_u = \frac{74\,663,18}{1,4} = 53\,330,84 \text{ kg} * m$$

4.13.2.1. Muestra de cálculo

A continuación se presentan los cálculos y criterios utilizados para diseñar el empalme de la columna del rótulo. El procedimiento incluye determinar las dimensiones y grosor de las platinas de unión, la cantidad y tipo de tornillo que se debe utilizar y la cantidad y características de los atiesadores de la unión.

Figura 60. Vista en planta del empalme de la columna del rótulo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Paso 1

Determinar la carga equivalente de tensión.

$$P_{Tu} = \left[-\frac{P_{Cu}}{A} + \frac{M}{S} \right] A$$

$$P_{Tu} = \left[-\frac{10\,652,14}{339,49} + \frac{53\,330,84 * 100}{7\,117,27} \right] * 339,49 = 243\,733,14 \text{ kg}$$

- Paso 2

Calcular factores de diseño,

$$r_1 = \frac{d_c}{2} + 2e_1 = \frac{86,36}{2} + 2 * 5,08 = 53,34 \text{ cm}$$

$$r_2 = \frac{d_c}{2} + e_1 = \frac{86,36}{2} + 5,08 = 48,26 \text{ cm}$$

$$r_3 = \frac{(d_c - t_c)}{2} = \frac{86,36 - 1,270}{2} = 42,54 \text{ cm}$$

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) = \ln\left(\frac{48,26}{42,54}\right) = 0,126$$

$$k_3 = k_1 + 2 = 0,126 + 2 = 2,126$$

$$f_3 = \frac{1}{2k_1} \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4k_1} \right) = \frac{1}{2 * 0,126} \left(2,126 + \sqrt{2,126^2 - 4 * 0,126} \right) = 16,39$$

- Paso 3

Calcular el espesor de la placa.

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2P_{Tu}}{0,90F_{yp}l\pi f_3}} = \sqrt{\frac{2 * 243\,733,14}{0,90 * 2\,530,62 * \pi * 16,39}} = 2,04 \text{ cm} \cong 2,22 \text{ cm } (7/8 \text{ plg})$$

Calcular el número de pernos.

$$n \geq \frac{P_{Tu}}{0,90F_{ype}} \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right)$$

$$n \geq \frac{243\,733,14}{0,90 * (8\,435,39 * 2,85)} \left(1 - \frac{1}{16,39} + \frac{1}{16,39 * \ln\left(\frac{53,34}{48,26}\right)} \right)$$

$$n \geq 11,265 * 1,549 = 17,45 \approx 20 \text{ pernos}$$

- Paso 4

Determinar el espesor de la soldadura entre la columna y la placa.

$$f_{sold} = b_{ef} * (0,30 * F_{y\ electr}) = (0,707 * 2,54) * (0,30 * 4\ 920,64)$$

$$= 2\ 650,92\ kg/cm$$

$$P_{sold} = f_{sold} \pi d_c = 2\ 650,92 * \pi * 86,36 = 719\ 215,65\ kg$$

Determinar espesor requerido de la soldadura:

$$t_{req} = \frac{P_{Tu}}{P_{sold}} * 2,54\ cm = \frac{243\ 733,14}{719\ 215,65} * 2,54 = 0,339 * 2,54 = 0,861\ cm$$

$$\cong 0,952\ cm\ (3/8\ ")$$

4.13.2.2. Solución

Se utilizarán placas de unión de diámetro 106,68 centímetros (42 pulgadas) y 2,22 centímetros (7/8 pulgadas) de grosor, con atiesadores de 0,95 centímetros (3/8 pulgadas) para rigidizar la conexión y permitir la transmisión efectiva del momento. Se utilizarán 20 pernos A325 de 1,90 centímetros (3/4 pulgadas) de diámetro. Las placas irán soldadas a las columnas con electrodo E70 y un cordón de 0,95 centímetros (3/8 pulgadas) de grosor.

El detalle de esta unión se presenta en el plano 4 en los anexos.

4.14. Diseño de placa de base de la columna

La razón de ser de las placas de columna, es esparcir la carga transmitida al elemento de concreto subyacente, a modo de no superar la resistencia reducida a compresión del elemento. La presión sobre el elemento de concreto se logra disminuir utilizando una placa de base lo suficientemente amplia para evitar alcanzar la resistencia crítica a compresión del elemento.

En los libros de texto se encuentra comúnmente el diseño de placas de base para columnas resistentes a momento, para el caso de una columna tipo W. Sin embargo, es difícil encontrar una bibliografía que desarrolle el diseño de una placa de base para una columna tubular circular, resistente a grandes momentos o como se denomina comúnmente bajo cargas con grandes excentricidades.

En esta sección se presenta el caso especial de diseño discutido el párrafo anterior. Se recomienda prestar especial atención al grosor de la placa de base, la cual debe ser bastante robusta para la efectiva transmisión de momentos, antes de llegar a su punto de fluencia.

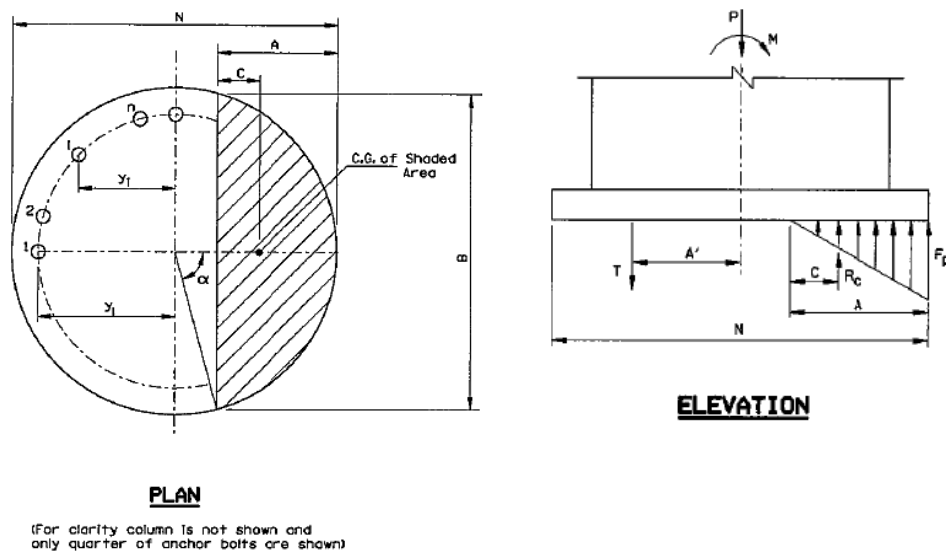
4.14.1. Análisis de placas de base circulares con grandes cargas excéntricas

El procedimiento de diseño para placas de base circulares con grandes cargas excéntricas se obtuvo de un informe científico nombrado Circular Base Plates with Large Eccentric Loads, elaborado por Dajin Liu. En este texto se establecen ciertas suposiciones que hacen válido el procedimiento. Las suposiciones son las siguientes:

- Comportamiento elástico.
- El esfuerzo máximo de carga es igual al valor permitido.
- El área de carga de compresión es menor a la mitad de la placa de base circular (largas excentricidades).
- El esfuerzo compresivo resultante está localizado en el centro de gravedad del área de carga compresiva.
- Solo los pernos de anclaje en la otra mitad del círculo son considerados en tensión. Esta es una suposición conservadora y simplificada.

- La sección crítica usada para determinar el espesor de la placa de base debe basarse en 0,80 veces la dimensión exterior de la columna redonda. Si se utilizan atiesadores, la sección crítica puede basarse en 1,0 veces la dimensión externa de la columna redonda.

Figura 61. **Vistas en planta y elevación de una placa de base circular**



Fuente: LIU, Dajin. *Circular base plates with large eccentric loads*. P. 142-146.

La figura anterior muestra una planta y una elevación de una placa de base circular bajo cargas con grandes excentricidades. Se pueden establecer dos ecuaciones de equilibrio para determinar las incógnitas, tanto la magnitud de la fuerza de los pernos resultante, T , como la longitud del área soportante. La suma de las fuerzas da:

$$P + T = F_p \frac{C}{A} A_{seg}$$

Es evidente que la parte derecha de la ecuación es el esfuerzo de compresión resultante.

La suma de momentos desde la fuerza de los pernos resultante da:

$$P(e + A') = F_p \frac{C}{A} A_{seg} \left[\frac{N}{2} - (A - C) + A' \right]$$

Donde:

$e =$ excentricidad $= M/p$

$N =$ diámetro de la placa de base circular.

$A =$ altura de segmento circular (área soportante del esfuerzo de compresión).

$A' =$ distancia entre el centro de gravedad de las fuerzas del perno de anclaje y el centro de la columna.

$C =$ distancia desde el centro de gravedad del área soportante del esfuerzo de compresión al eje neutro (sección de esfuerzo cero).

$F_p =$ esfuerzo admisible.

$T =$ sumatoria de las fuerzas de los pernos de anclaje en la mitad del círculo.

La máxima fuerza de los pernos de anclaje se puede determinar sumando la fuerza de los mismos:

$$T_1 + 2 \sum_{n=2}^n T_i = T$$

Donde:

T_1 = fuerza en el perno de anclaje más alejado

T_i = fuerza del i ésimo perno

Como la distribución de la deformación es lineal, se tiene:

$$T_1 = T_{max}$$

Y también:

$$\varepsilon_i = \frac{y_i}{y_1} \varepsilon_1$$

Donde:

y_i = distancia desde el i ésimo perno de anclaje a la línea central de la placa de base

y_1 = distancia desde el perno de anclaje más alejado a la línea de centro de la placa de base

ε_i = deformación en el i ésimo perno

ε_1 = deformación en el perno más alejado

La i ésima fuerza del perno de anclaje, T_i , puede presentarse así:

$$T_i = \sigma_i A_{bolt} = E \varepsilon_i A_{bolt} = E \frac{y_i}{y_1} \varepsilon_1 A_{bolt}$$

Donde:

σ_i = esfuerzo en el i ésimo perno

E = módulo de elasticidad del acero

A_{bolt} = área de cada perno de anclaje

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$T_1 = T_{max} = \frac{T}{1 + \frac{2}{y_i} \sum_{n=2}^n y_i}$$

Las ecuaciones anteriores no pueden resolverse directamente, por ello debe usarse un método iterativo para resolverlas.

Un procedimiento de diseño de la AISC-ASD para analizar las placas de base circulares para cargas con grandes excentricidades se propone de la siguiente manera:

- Determinar el esfuerzo máximo admisible,

$$F_p = 0,35f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,7f'_c$$

- Asumir una dimensión de placa de base de prueba, N.
- Asumir el número total de pernos de anclaje y sus diámetros.
- Determinar A', el centro de gravedad de los pernos de anclaje en la mitad del círculo. Luego, use una longitud de carga de prueba A.

- Prosiga determinando las propiedades del segmento circular (área de carga compresiva) de la siguiente manera,

$$\alpha = \cos^{-1}\left(\frac{N/2 - A}{N/2}\right)$$

$$B = 2(N/2) \sin(\alpha)$$

- Determinar el área del segmento.

$$A_{seg} = 0,0087266 \left(\frac{N}{2}\right)^2 (2\alpha) - \frac{B \left(\frac{N}{2} - A\right)}{2}$$

En este caso α debe estar en grados.

- Determinar el centro de gravedad del segmento.

Si $\alpha \geq \pi/4$, entonces:

$$C = \frac{N}{2} \left[\frac{2 \sin^3(\alpha)}{3(\alpha - \sin(\alpha) \cos(\alpha))} - \cos(\alpha) \right]$$

Si $\alpha < \pi/4$, entonces:

$$C = 0.2 \frac{N}{2} \alpha^2 (1 - 0,0619\alpha^2 + 0,0027\alpha^4)$$

- Determinar el valor de ambos lados de la ecuación que incluye la suma de los momentos desde la fuerza de los pernos resultante. Si el valor del

lado izquierdo es igual a lo del lado derecho, siga al paso 6. De otra forma regrese al paso 4.

- Determinar la fuerza resultante de los pernos, T.
- Determinar T_{max} . Si T_{max} es menor al esfuerzo permisible del perno de anclaje, siga al paso 8. De otra forma regrese al paso 2 ó 3.
- Determinar el espesor de la placa de base, basándose en la distribución linear del esfuerzo:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{F_b}}$$

Donde:

M_{pl} = momento para una tira de 1mm ó 1 plg, en la sección crítica, el momento total en la sección crítica dividida por la cuerda en la sección crítica.

F_b = esfuerzo admisible de flexión = $0,75F_y$.

Esta es una iteración de prueba y error, y se puede resolver fácilmente usando una hoja de cálculo.

4.14.2. Ejemplo

A continuación se presenta el diseño de la placa de base para la columna del rótulo. Los datos correspondientes a los esfuerzos, materiales y a las dimensiones de la unión son los siguientes:

Resistencia nominal a compresión del concreto = $f'_c = 281,23 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia de la placa = $f_y = 2\,530,62 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia nominal a tensión de los pernos = $f_y = 2\,530,62 \text{ kg/cm}^2$

Diámetro de la columna = $d = 86,36 \text{ cm}$

Diámetro de la cimentación = $D_s = 150,00 \text{ cm}$

Sección de la cimentación = $A_2 = 17\,671,46 \text{ cm}^2$

Diámetro de la placa = $N = 127,00 \text{ cm}$

Área de la placa = $A_1 = 12\,667,69 \text{ cm}^2$

Espesor de la placa = $t_p =$ debe calcularse

Número de pernos = 24 unidades

Diámetro de los pernos = $D_{perno} = 3,81 \text{ cm} (1\frac{1}{2} \text{ "})$

Área de un perno = $A_{perno} = 11,40 \text{ cm}^2$

A partir del análisis estructural del rótulo se obtienen los esfuerzos máximos para esta unión. Se utilizará la combinación de cargas, 12-13 del Código UBC de 1997.

$$D + L + \left(W \text{ ó } \frac{E}{1,4} \right)$$

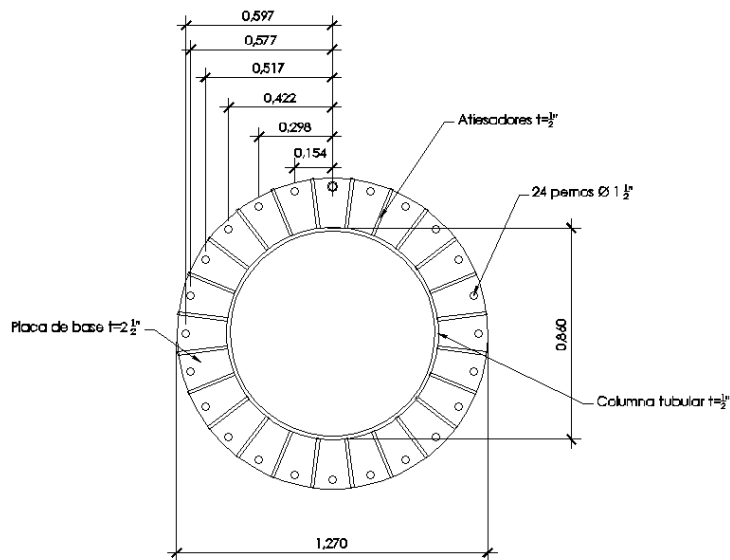
Carga última de compresión, utilizando combinación de cargas.

$$P_{Cu} = 11\,975,28 + 724,04 = 12\,699,32 \text{ kg}$$

Momento último, utilizando combinación de cargas.

$$M_u = \frac{157\,386,84}{1,4} = 112\,419,17 \text{ kg} * m$$

Figura 62. **Vista en planta de la placa de base circular para la columna del rótulo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

4.14.2.1. Muestra de cálculo

Este es un procedimiento iterativo, donde la variable que define los demás relaciones es A. Este problema se puede resolver fácilmente con una hoja de cálculo con el procedimiento presentado, iterando continuamente el valor de A, hasta que los resultados sean congruentes.

- Paso 1

Calcular el máximo esfuerzo de compresión admisible.

$$F_p = 0,35 f'_c \sqrt{A_2/A_1} < 0,70 f'_c$$

$$F_p = 0,35 * 281,32 * \sqrt{\frac{17\ 671,46}{12\ 667,69}} = 116,29 \text{ kg/cm}^2 < 0,70 * 281,32$$

$$= 196,92 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

- Paso 2

Asumir el diámetro de la placa de base, N. Previamente se presentó que este valor es igual a:

$$N = 127,00 \text{ cm}$$

Calcular la excentricidad de la carga.

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{112\ 419,17 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{12\ 699,32 \text{ kg}} = 885,24 \text{ cm}$$

- Paso 3

Calcular el valor de A', tomando en cuenta la posición de los tornillos. Este valor indica la distancia del centroide de la mitad del círculo de pernos (semicírculo de pernos) al centro de la placa de base.

$$A' = \frac{59,70 + 2 * (57,70 + 51,70 + 42,20 + 29,80 + 15,40)}{11} = 41,21 \text{ cm}$$

- Paso 4

Asumir un valor de A. A es la distancia del borde de la placa a la línea del eje neutro (línea de esfuerzo nulo). El valor de A, es iterable, y su valor se define cuando ambos lados de la ecuación de la suma de momentos a partir de la ubicación de la fuerza resultante de los pernos son iguales; esta ecuación se verifica en el paso 5.

$$A = 35,90 \text{ cm}$$

Calcular α , el cual define la ubicación del borde del área en compresión a partir del centro de la placa.

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\frac{N/2 - A}{N/2} \right)$$

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\frac{127,00/2 - 35,90}{127,00/2} \right) = 1,1212 \text{ rads} = 64,24^\circ$$

Calcular B, que es la cuerda que define el área en compresión.

$$B = 2 \left(\frac{N}{2} \right) \sin(\alpha)$$

$$B = 2 * \left(\frac{127,00}{2} \right) * \sin(64,24^\circ) = 114,38 \text{ cm}$$

Calcular el área de segmento bajo carga de compresión, A_{seg} .

$$A_{seg} = 0,0087266 \left(\frac{N}{2}\right)^2 (2\alpha) - \frac{B \left(\frac{N}{2} - A\right)}{2}$$

$$A_{seg} = 0,0087266 * \left(\frac{127,00}{2}\right)^2 * (2 * 64,24) - \frac{114,38 * \left(\frac{127,00}{2} - 35,90\right)}{2}$$

$$= 2\,942,49 \text{ cm}^2$$

Determinar el valor C, distancia del centroide del área a compresión y el eje neutro.

Como:

$$\alpha = 1,1212 \text{ rads} > \frac{\pi}{4} = 0,7854 \text{ rads}$$

Entonces:

$$C = \frac{N}{2} \left[\frac{2 \sin^3(\alpha)}{3(\alpha - \sin(\alpha) \cos(\alpha))} - \cos(\alpha) \right]$$

$$C = \frac{127,00}{2} \left[\frac{2 \sin^3(64,24^\circ)}{3(1,1212 - \sin(64,24^\circ) \cos(64,24^\circ))} - \cos(64,24^\circ) \right] = 14,78 \text{ cm}$$

- Paso 5

Calcular lado derecho e izquierdo de la ecuación de la suma de momentos a partir de la fuerza resultante de los pernos,

Lado izquierdo.

$$P(e + A') = 12\,699,32 * (885,24 + 41,21) = 117\,652,85 \text{ kg} * \text{m}$$

Lado derecho.

$$\begin{aligned} & F_p \frac{C}{A} A_{seg} \left[\frac{N}{2} - (A - C) + A' \right] \\ &= 116,29 * \frac{14,78}{35,90} * 2\,942,49 * \left[\frac{127,00}{2} - (35,90 - 14,78) + 41,21 \right] \\ &= 117\,758,34 \text{ kg} * m \end{aligned}$$

Determinar la similitud entre ambos valores.

$$\frac{117\,652,85}{117\,758,34} = 99,91\%$$

Los valores son muy parecidos, por lo tanto el error es pequeño y el valor elegido de A es correcto. Se puede seguir con el análisis.

- Paso 6

Calcular la magnitud resultante de la fuerza de los pernos.

$$T = F_p \frac{C}{A} A_{seg} - P = 116,29 * \frac{14,78}{35,90} * 2\,942,49 - 12\,699,32 = 128\,176,79 \text{ kg}$$

- Paso 7

Determine la fuerza máxima en un perno.

$$T_{max} = \frac{T}{1 + \frac{2}{y_1} \sum_{n=2}^n y_i}$$

$$T_{max} = \frac{128\,176,79}{1 + \frac{2}{59,70} (59,70 + 51,70 + 42,20 + 29,80 + 15,40)} = 16\,733,34 \text{ kg}$$

Determine la fuerza máxima permisible en un perno.

$$T_{perno} = A_{perno} * 0,60 * F_{y\ perno} = 11,40 * 0,60 * 2\,530,62 = 17\,309,44 \text{ kg}$$

Como la fuerza máxima que ofrece un perno es mayor a la fuerza máxima a la que puede ser exigido, el diámetro y número de pernos es correcto. Se puede seguir con el procedimiento.

- Paso 8

Asumir que se van a utilizar atiesadores, esto implica que la sección crítica se encuentre al borde de la columna, medida desde el centro de la placa de base.

Se calcularán los valores definidos anteriormente para finalmente determinar que espesor requiere la placa de base.

Calcular α_1 .

$$\alpha_1 = \cos^{-1} \left(\frac{86,36/2}{127,00/2} \right) = 47,16^\circ = 0,8230 \text{ rads}$$

Calcular la cuerda del segmento del área en compresión, B_1 .

$$B_1 = 2 * \left(\frac{127,00}{2}\right) * \sin(47,16^\circ) = 93,12 \text{ cm}$$

Calcular el área del segmento bajo compresión, A_{seg1} .

$$A_{seg1} = 0,0087266 * \left(\frac{127,00}{2}\right)^2 * (2 * 47,16) - \frac{93,12 * \left(\frac{86,36}{2}\right)}{2}$$

$$= 1\,308,24 \text{ cm}^2$$

Como $\alpha_1 = 0,8230 \text{ rads} > \frac{\pi}{4} = 0,7854 \text{ rads}$, el centro de gravedad del segmento a compresión es entonces:

$$C_1 = \frac{127,00}{2} \left[\frac{2 * \sin^3(47,16^\circ)}{3 * (0,8230 - \sin(47,16^\circ) \cos(47,16^\circ))} - \cos(47,16^\circ) \right] = 8,25 \text{ cm}$$

El momento en la sección crítica es, considerando una tira de la placa de 1 cm de ancho,

$$M_{pl} = \left[\frac{A - \left(N/2 - d/2\right) + C_1}{A} \right] \left(\frac{F_p A_{seg1} C_1}{B_1} \right)$$

$$M_{pl} = \left[\frac{35,90 - \left(\frac{127,00}{2} - \frac{86,36}{2}\right) + 8,25}{35,90} \right] \left(\frac{116,29 * 1\,308,24 * 8,25}{93,12} \right)$$

$$= 8\,946,85 \text{ kg} * \text{cm}$$

Determinar el espesor de la placa usando la ecuación,

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{0,75 * F_y}} = \sqrt{\frac{6 * 8\,946,85}{0,75 * 2\,530,62}} = 5,32 \text{ cm} \cong 5,72 \text{ cm} (2 \frac{1}{4} \text{ "})$$

4.14.2.2. Solución

Se debe utilizar una placa de base de 5,72 centímetros (2 ¼ pulgadas) de espesor con atiesadores de 1,27 centímetros (1/2 pulgadas) para rigidizar la unión y permitir la transmisión efectiva de los momentos a la cimentación. Se utilizarán 24 pernos A36 de 3,81 centímetros (1 ½ pulgadas) de diámetro y 50,8 centímetros (20 pulgadas) de largo. Se recomienda soldar esta placa a la columna con electrodo E70 y un cordón de 1,27 centímetros (1/2 pulgadas) de grosor.

Los detalles de la placa de base de la columna se presentan en el plano 4 en los anexos.

5. CIMENTACIONES PARA RÓTULOS PUBLICITARIOS

5.1. Introducción

La cimentación en un rótulo publicitario debe transmitir la carga normal, lateral y el momento transmitido por la superestructura; la cimentación es la que permite al rótulo mantenerse erguido y evitar el volteo provocado por las fuerzas laterales de viento y sismo. Debido a la magnitud de la fuerza lateral y el momento de volteo, sumando que se considerará un suelo arcilloso en la ubicación del rótulo, resulta necesario utilizar un pilote.

En este trabajo se utilizará una pila perforada, las dimensiones y el refuerzo de este elemento están definidos por la magnitud de los esfuerzos que actúan sobre el mismo y el tipo de suelo donde se cimentará.

Para comprender el funcionamiento y características de este tipo de estructuras, se presentaran primero los tipos de pilotes que se pueden instalar y luego se dará información geotécnica más detallada referente a las pilas perforadas. Para finalizar, se hará el diseño de la pila perforada correspondiente al rótulo que se ha desarrollado a lo largo de este trabajo.

El diseño de un pilote en concreto reforzado se realiza con similitud a una columna corta. El pilote debe de cumplir dos requisitos: soportar correctamente los esfuerzos sobre el mismo y transmitir dichos esfuerzos al suelo de tal forma que no supere la capacidad de soporte del suelo.

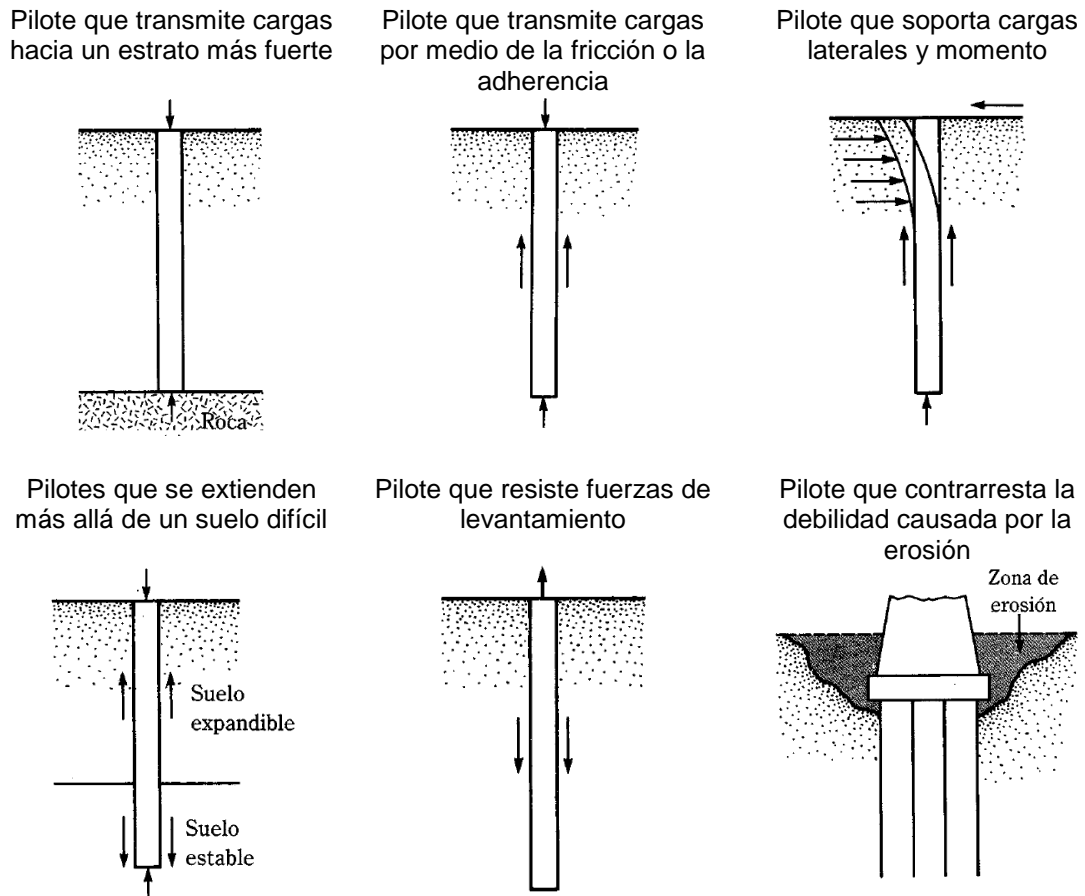
5.2. Características de los pilotes

Los pilotes son elementos estructurales y se clasifican como cimentaciones profundas; pueden estar hechos de acero, concreto o madera. Su costo es más elevado que el de las cimentaciones superficiales, sin embargo su uso es necesario bajo ciertas circunstancias que se mencionan en seguida.

- Cuando uno o varios estratos de suelo son compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura, se utilizan pilotes para transmitir dicha carga a un estrato más profundo con mayor capacidad soporte, este estrato puede ser roca o un suelo más fuerte. Cuando no se encuentra un estrato adecuado a una profundidad razonable, los pilotes se diseñan para transmitir la carga gradualmente al suelo, la forma en que se transmite se deriva de la resistencia por fricción o adhesión desarrollada en la interfaz suelo-pilote.
- Cuando se someten a fuerzas horizontales, los pilotes resisten flexión, mientras soportan la carga vertical transmitida por la superestructura. Estos escenarios se presentan en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y de cimentaciones de estructuras altas expuestas a vientos fuertes o a fuerzas sísmicas.
- En los casos en que se presentan suelos expansivos y colapsables en el emplazamiento de una estructura. Los suelos expansivos se dilatan y contraen con la variación de su contenido de humedad, y la presión provocada puede ser alta. Si en esas circunstancias se utilizan cimentaciones superficiales, la estructura puede sufrir un daño notable. Una solución radica en utilizar cimentaciones con pilotes, los cuales se deben extender más allá de la zona donde ocurre la expansión y contracción.

- Las cimentaciones de estructuras ligeras como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, que están sometidas a fuerzas de levantamiento. Los pilotes se utilizan para estas cimentaciones con el fin de resistir la fuerza de levantamiento.
- Los estribos y las pilas de puentes pueden construirse sobre cimentaciones de pilotes para evitar la pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría sufrir debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno.

Figura 63. **Capacidad y funcionamiento de los pilotes**



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 536.

5.3. Tipos de pilotes y sus características estructurales

En el trabajo de construcción se utilizan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga que soportarán, de las condiciones del subsuelo y de la ubicación del nivel freático. Los pilotes se pueden dividir en las categorías siguientes según el material en que fueron fabricados: de acero, de concreto, de madera y compuestos.

5.3.1. Pilotes de acero

Los pilotes de acero generalmente son a base de tubos o de perfiles H de acero laminado. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de patín ancho y de perfil I también se pueden utilizar como pilotes. En muchos casos, los pilotes de tubo se rellenan con concreto después de su hincado.

Los pilotes de acero pueden estar expuestos a la corrosión. Por ejemplo, los suelos pantanosos, las turbas y otros suelos orgánicos son corrosivos. Para compensar el efecto de la corrosión, por lo general se recomienda considerar un espesor adicional de acero, también se puede proteger el pilote con recubrimientos epóxicos o encapsulándolos con concreto.

Figura 64. **Instalación de pilotes de acero en un medio saturado**



Fuente: www.vantheek.com. Consulta: 5 de mayo de 2014.

5.3.2. **Pilotes de concreto**

Los pilotes de concreto se pueden dividir en dos categorías básicas: precolados y colados *in situ*. Los pilotes precolados se pueden reforzar con acero ordinario o con acero de presfuerzo; pueden tener una sección transversal cuadrada u octagonal. El refuerzo se proporciona con el fin de preparar el pilote para resistir el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por una carga lateral. Los pilotes se funden a la longitud deseada y se curan antes de trasportarlos al lugar de instalación. Los pilotes precolados también se pueden presforzar utilizando cables especiales de acero de alta resistencia.

Los pilotes de concreto colado *in situ* se construyen haciendo un pozo en el terreno y luego colándolo con concreto. Estos pilotes se pueden dividir en dos

categorías generales: ademados y no ademados. Los dos tipos pueden tener un pedestal en el fondo.

Los pilotes ademados se hacen hincando un tubo (ademe) de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote llega a la profundidad adecuada se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. El pedestal es un bulbo amorfo de concreto que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

Figura 65. **Refuerzo de un pilote de concreto colado *in situ***



Fuente: www.ingecivilcusco.blogspot.com. Consulta: 5 de mayo de 2014.

Figura 66. **Pilotes de concreto prefabricado**



Fuente: www.obrasportuariasperu.com. Consulta: 5 de mayo de 2014.

5.3.3. **Pilotes de madera**

Los pilotes de madera son troncos de árboles a los que se les recortaron cuidadosamente las ramas y la corteza. Para calificar para su uso como pilote, la madera debe ser recta, resistente y sin defectos. La punta del pilote no debe tener un diámetro menor que 0,150 metros.

Los pilotes de madera no pueden soportar esfuerzos altos de hincado; por lo tanto, la capacidad del pilote por lo general está limitada. Se pueden utilizar zapatas de acero para evitar dañar la punta del pilote. Las partes superiores de los pilotes de madera también se pueden dañar durante la operación de hincado. Para evitar dañar la parte superior de un pilote, se puede utilizar una banda o un capuchón metálico.

Los pilotes de madera pueden permanecer indefinidamente sin dañarse si están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un entorno marino, los pilotes de madera están expuestos al ataque de varios organismos y se pueden dañar en cuestión de algunos meses. Cuando se ubican arriba del nivel freático, los pilotes están expuestos al ataque de los insectos. La vida útil de los pilotes se puede incrementar tratándolos con conservantes como la creosota.

Figura 67. **Superestructura soportada por pilotes de madera**



Fuente: www.arquitecturazonacero.blogspot.com. Consulta: 5 de mayo de 2014.

5.3.4. Pilotes compuestos

Las partes superior e inferior de los pilotes compuestos son de materiales diferentes. Los pilotes con una parte inferior de acero y una parte superior de concreto colado en el lugar, se utilizan cuando la longitud del pilote requerida para un soporte adecuado excede la capacidad de un pilote simple de concreto colado en el lugar. Los pilotes de madera y concreto consisten de una parte inferior de madera debajo del nivel freático permanente y una parte superior de

concreto. En los pilotes compuestos, la fabricación de juntas apropiadas en la interfaz de dos materiales distintos es difícil, y por esa razón, no se utilizan ampliamente.

5.4. Pilas perforadas

Este tipo de cimentación es una variación de los pilotes, recibe varios nombres como: pilote de tubo llenado de concreto, pilar, pila perforada y pilar perforado. Todos estos términos se refieren a una pila colada en el lugar que tiene en promedio un diámetro de 0,750 metros o más, con y sin refuerzo de acero y con o sin un fondo ensanchado.

La diferencia esencial entre las pilas perforadas y los pilotes es que las pilas se funden en un pozo previamente excavado en el terreno, por otro lado los pilotes son hincados en el suelo utilizando un martinete. Los pilotes deben soportar los esfuerzos provocados por el hincado, mientras las pilas no son esforzadas mientras se construyen en el lugar. La cimentación que se planteó en este trabajo para un rótulo publicitario es una pila perforada, posteriormente en este capítulo se presentarán los conceptos necesarios para el diseño de estos elementos.

Dependiendo de las condiciones del suelo, se pueden utilizar revestimientos para evitar que el suelo alrededor del agujero se derrumbe durante la construcción. El diámetro de la pila suele ser lo suficientemente grande para que una persona pueda entrar a inspeccionar.

El uso de cimentaciones con pilas perforadas tiene varias ventajas:

- Se puede emplear una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes con fuste.
- La construcción de pilas perforadas en estratos arenosos o gravosos es más fácil que hincar pilotes.
- A diferencia de cuando los pilotes se hincan con un martinete, y la vibración del suelo puede dañar las estructuras cercanas, este problema no se presenta usando pilas perforadas.
- Los pilotes hincados en suelos de arcilla pueden producir levantamiento del terreno y ocasionar que los pilotes previamente hincados se muevan de la posición especificada. Esto no ocurre durante la construcción de pilas perforadas.
- Al poder levantar la punta de una pila perforada, se aumenta la resistencia a la carga de levantamiento.
- La superficie sobre la cual se construye la base de una pila perforada se puede inspeccionar visualmente.
- La construcción de pilas perforadas, en condiciones apropiadas del suelo, puede ser más económico que los métodos de construcción de cimentaciones con pilotes.
- Las pilas perforadas tienen una alta resistencia a las cargas laterales.

Algunas desventajas relacionadas con la construcción de pilas perforadas son:

- La operación de vertido de concreto se puede retrasar por mal clima y siempre se requiere de una supervisión cuidadosa.
- Las excavaciones profundas para las pilas perforadas pueden inducir una pérdida significativa de suelo y, por lo tanto, producir daño a estructuras cercanas.

Figura 68. **Proyecto con cimentación de pilas perforadas**

Perforación de los pozos donde se fundirá la pila



Armadura de las pilas que se fundirán



Pilas fundidas y en proceso de fraguado



Fuente: el blog técnico de Alfonso Carabias. www.notasdeingenieriadeedificacion.blogspot.com.

Consulta: 17 de mayo de 2014.

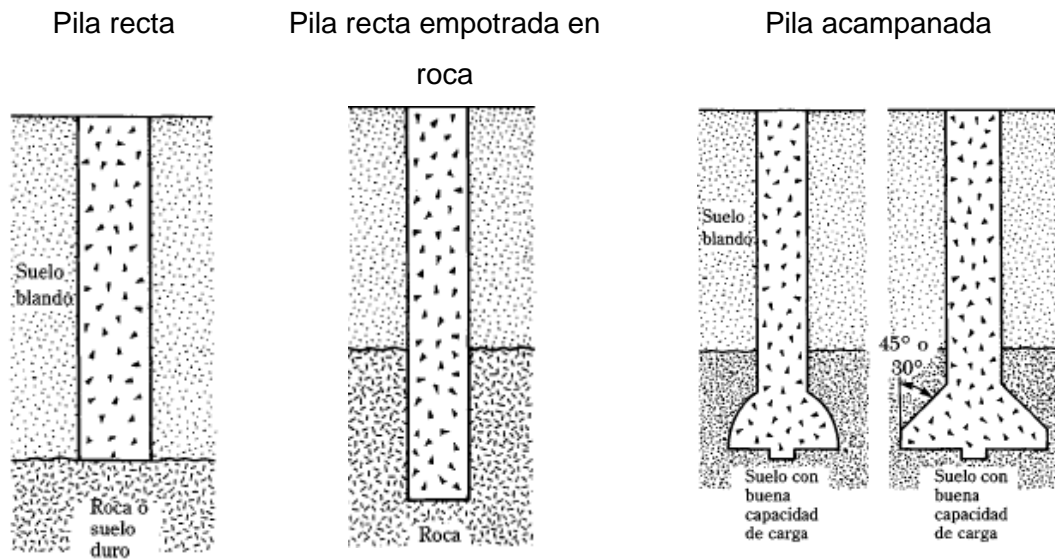
5.4.1. Tipos de pilas perforadas

Las pilas perforadas se clasifican de acuerdo con las formas en que se diseñan para transferir la carga estructural al subsuelo. Una pila perforada recta, se extiende a través del o de los estratos superior es de suelo débil y su punta se apoya sobre un estrato de suelo o roca con gran capacidad de soporte de carga. La pila se puede revestir con un ademe o tubo de acero cuando así se requiera. Para estas pilas, la resistencia a la carga aplicada se puede desarrollar por el soporte de su extremo y también por la fricción lateral en la interfaz entre el perímetro de la pila y el suelo.

Las pilas rectas también se pueden ampliar hacia un estrato de roca subyacente. En el cálculo de la capacidad de soporte de carga de estas pilas, el soporte del extremo y el esfuerzo fricción a lo largo de la interfaz entre el perímetro de la pila y la roca también se pueden tomar en cuenta.

Una pila acampanada consiste en un elemento recto con una campana en el fondo, la cual se apoya sobre suelo de buena capacidad. La campana se puede construir con forma de domo o inclinada. Para las campanas inclinadas, las herramientas para ensanchar el fondo disponibles comercialmente pueden excavar a ángulos de 30 a 45 grados con la vertical. La mayor capacidad de este tipo de pilotes radica en su punta acampanada, sin embargo, también resiste carga por fricción lateral o adherencia.

Figura 69. Tipos de pilas perforadas



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 638

5.4.2. Estimación de la capacidad de soporte de carga

La capacidad de soporte de carga de la pila, equivale a la suma de la capacidad que ofrece el mismo por carga de fricción y de punta. Esta capacidad depende de la resistencia que ofrece el suelo. La capacidad de soporte de carga última se calcula como:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_u = carga última

Q_p = capacidad de soporte de carga última en la base

Q_s = resistencia por fricción (superficial)

La carga en la base última, Q_p , se puede expresar de forma similar a como se expresa para el caso de cimentaciones superficiales, o:

$$Q_p = A_p \left(c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \right)$$

Donde:

c' = cohesión

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad

γ' = peso específico efectivo del suelo en la base de la pila

q' = esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila

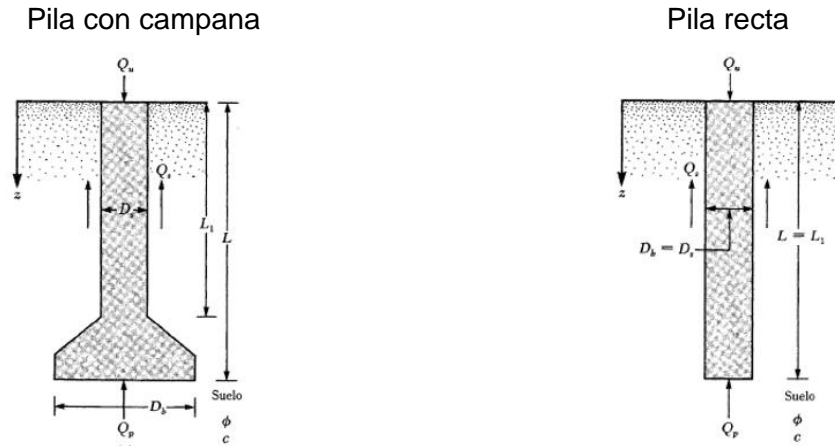
A_p = área de la base = $\frac{\pi}{4} D_b^2$

El último término (el que contiene N_γ) se puede ignorar en la mayoría de los casos, excepto cuando se trabaja con pilas perforadas relativamente cortas. Con esta suposición, se tiene que:

$$Q_p = A_p (c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc}) + Q_s$$

El procedimiento para estimar la capacidad última de pilas perforadas en suelos granular y cohesivo se describe en las secciones siguientes.

Figura 70. **Capacidad de carga última de pilas perforadas**



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 648.

5.4.3. Estimación de la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas en suelo granular (arena)

La capacidad de carga de una pila depende del tipo de suelo donde se cimente, por ello existen métodos aplicados a suelos granulares y otros a suelos cohesivos. En este caso, para suelos granulares se presenta la forma en que se calcula como contribuye la carga de punta y la de fricción a soportar las cargas.

5.4.3.1. Estimación de \$Q_p\$

Para una pila perforada con su base colocada sobre un suelo granular (es decir \$c' = 0\$), la capacidad de soporte de carga última neta en la base se puede obtener con la ecuación:

$$Q_{p(neta)} = A_p [q'(N_q - 1)F_{qs}F_{qd}F_{qc}]$$

El factor de capacidad de carga, N_q , para varios ángulos de fricción del suelo (φ') se puede consultar en la tabla LIX. Además:

$$F_{qs} = 1 + \tan \varphi'$$

$$F_{qd} = 1 + C \tan^{-1} \left(\frac{L}{D_b} \right) \quad \text{Ángulos en radianes}$$

$$C = 2 \tan \varphi' (1 + \text{sen } \varphi')^2$$

De acuerdo con Chen y Kulhawy, F_{qc} , se puede calcular de la manera siguiente:

- Paso 1. Se calcula el índice de rigidez crítico como:

$$I_{cr} = 0,5 \exp \left[2,85 \cot \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \right]$$

Donde:

I_{cr} = índice de rigidez crítico

- Paso 2. Se calcula el índice de rigidez crítico como:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

Donde:

I_r = índice de rigidez del suelo

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \varphi'}$$

E_s = módulo de elasticidad drenado del suelo

μ_s = relación de Poisson del suelo

$$\mu_s = 0,1 + 0,3 \left(\frac{\varphi' - 25}{20} \right)$$

$$\Delta = n \frac{q'}{p_a}$$

$$n = 0,005 \left(1 - \frac{\varphi' - 25}{20} \right)$$

- Paso 3. Si $I_{rr} \geq I_{cr}$, entonces:

$$F_{qc} = 1$$

Sin embargo, si $I_{rr} < I_{cr}$, entonces:

$$F_{qc} = \exp \left\{ (-3,8 \tan \varphi') + \left[\frac{(3,07 \sin \varphi')(\log 2I_{rr})}{1 + \sin \varphi'} \right] \right\}$$

La magnitud de $Q_{p(neta)}$ también se puede estimar de forma aceptable a partir de una relación basada en el análisis de Berezantzev, que se puede escribir como:

$$Q_{p(neta)} = A_p q' (\omega N_q^* - 1)$$

Donde:

$$N_q^* = \text{factor de capacidad de carga} = 0,21e^{0,17\varphi'}$$

$$\omega = \text{factor de corrección} = f\left(\frac{L}{D_b}\right)$$

Tabla LIX. **Variaciones de distintos factores en función del ángulo de fricción del suelo**

Ángulo de fricción del suelo, φ' (en grados)	N_q	F_{qs}	C	I_{cr}	μ_s	n
25	10,66	1,466	0,311	43,84	0,100	0,00500
26	11,85	1,488	0,308	47,84	0,115	0,00475
27	13,20	1,510	0,304	52,33	0,130	0,00450
28	14,72	1,532	0,299	57,40	0,145	0,00425
29	16,44	1,554	0,294	63,13	0,160	0,00400
30	18,40	1,577	0,289	69,63	0,175	0,00375
31	20,63	1,601	0,283	77,03	0,190	0,00350
32	23,18	1,625	0,276	85,49	0,205	0,00325
33	26,09	1,649	0,269	95,19	0,220	0,00300
34	29,44	1,675	0,262	106,37	0,235	0,00275
35	33,30	1,700	0,255	119,30	0,250	0,00250
36	37,75	1,727	0,247	134,33	0,265	0,00225
37	42,92	1,754	0,239	151,88	0,280	0,00200
38	48,93	1,781	0,231	172,47	0,295	0,00175
39	55,96	1,810	0,223	196,76	0,310	0,00150
40	64,20	1,839	0,214	225,59	0,325	0,00125
41	73,90	1,869	0,206	25,98	0,340	0,00100

Continuación de la tabla LIX.

42	85,38	1,900	0,197	301,29	0,355	0,00075
43	99,02	1,933	0,189	351,22	0,370	0,00050
44	115,31	1,966	0,180	412,00	0,385	0,00025
45	134,88	2,000	0,172	486,56	0,400	0,00000

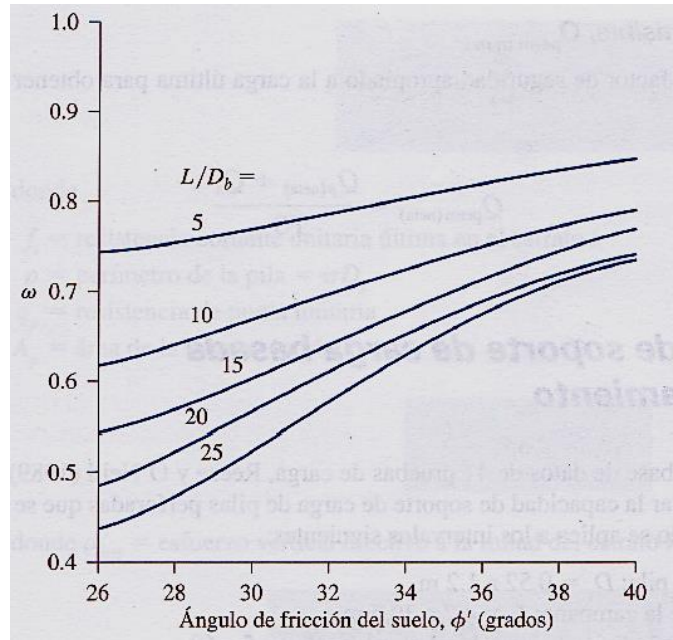
Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 649.

Tabla LX. **Variación de N_q^* en función de ϕ' (grados)**

ϕ' (grados)	N_q^*		ϕ' (grados)	N_q^*
25	14,72		36	95,52
26	17,45		37	113,22
27	20,68		38	134,20
28	24,52		39	159,07
29	29,06		40	188,55
30	34,44		41	223,49
31	40,83		42	264,90
32	48,39		43	313,99
33	57,36		44	372,17
34	67,99		45	441,14
35	80,59			

Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 656.

Figura 71. Variación de w con L / D_b



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 651

5.4.3.2. Estimación de Q_s

La resistencia por fricción a carga última, Q_s , depende de la fricción entre el suelo y la pila, y el área superficial de la pila. La fricción es el producto entre la presión que ejerce la tierra y un coeficiente de presión. La resistencia por fricción se puede calcular como:

$$Q_s = \int_0^{L_1} p f dz$$

Donde:

p = perímetro de la pila = πD_s

f = resistencia por fricción (o superficial) unitaria = $K \sigma'_o \tan \delta'$

K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_o = 1 - \sin \varphi'$

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad z

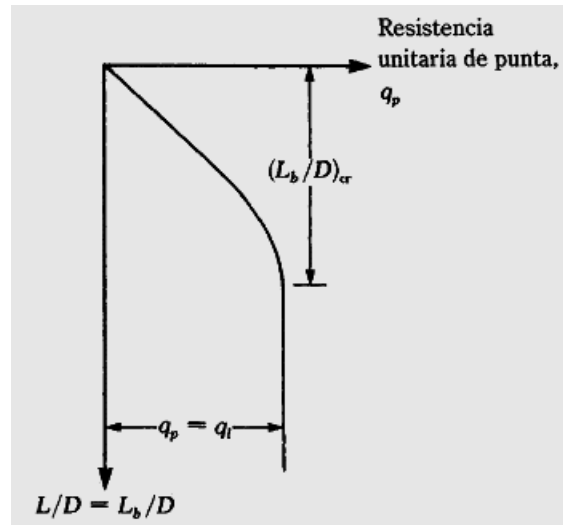
Por lo tanto:

$$Q_s = \int_0^{L_1} p f dz = \pi D_s (1 - \sin \varphi') \int_0^{L_1} \sigma'_o \tan \delta' dz$$

El valor de σ'_o , aumentará hasta una profundidad de aproximadamente $1,5D_s$ y después permanecerá constante, como se muestra en la figura 72.

Para concreto colado en la pila bajo buenas técnicas de construcción, se desarrolla una superficie rugosa y, de aquí, δ'/φ' se puede tomar igual a 1. Con construcción con lechada y técnica deficiente, $\delta'/\varphi' \approx 0,7$ a $0,8$.

Figura 72. Variación de la resistencia de punta con la profundidad



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 557

5.4.3.3. Carga neta permisible, $Q_{perm. (neta)}$

La carga última es la suma de la capacidad de la pila por carga de punta y por fricción. A la carga última se le debe aplicar un factor de seguridad apropiado para obtener la carga permisible neta. El factor de seguridad está en el rango de 2 a 4.

$$Q_{perm (neta)} = \frac{Q_p (neta) + Q_s}{FS}$$

5.4.4. Estimación de la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas en suelo cohesivo (arcilla)

Al trabajar con suelo cohesivo las consideraciones cambian porque el ángulo de fricción es igual a cero, $\varphi' = 0$, esto hace que el factor de capacidad de carga N_q , en la ecuación de capacidad de soporte sea igual a 1. Así pues, para este caso:

$$Q_{p(neta)} \approx A_p c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc}$$

Donde:

c_u = cohesión no drenada.

Suponiendo que $L \geq 3D_b$, se puede modificar la ecuación anterior como:

$$Q_{p(neta)} = A_p c_u N_c^*$$

Donde:

$$N_c^* = N_c F_{cs} f_{cd} f_{cc} = 1.33[(\ln I_r) + 1]$$

I_r = índice de rigidez del suelo

El índice de rigidez del suelo se definió anteriormente. Para $\varphi = 0$:

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u}$$

O'Neill y Reese, proporcionaron una relación aproximada entre c_u y $E_s/3c_u$. Esta relación se muestra en la figura 73.

Para todos los fines prácticos, si c_u/p_a es igual o mayor a 1 ($p_a =$ presión atmosférica $\approx 100 \text{ kN/m}^2$), entonces la magnitud de N_c^* se puede tomar igual a 9.

La expresión para la resistencia superficial de pilas perforadas en arcilla es:

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \Delta L$$

Kulhawy y Jackson reportaron los resultados de minuciosas pruebas de campo, la mejor correlación obtenida de los resultados es:

$$\alpha^* = 0,21 + 0,25 \left(\frac{p_a}{c_u} \right) \leq 1$$

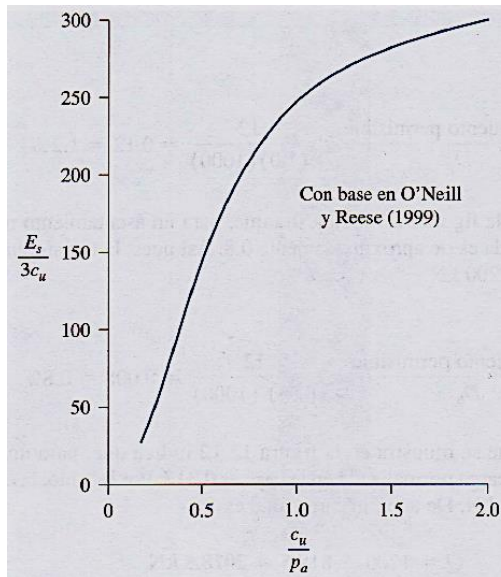
Donde:

$$p_a = \text{presión atmosférica} \approx 100 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, de manera conservadora, se puede suponer que:

$$\alpha^* = 0,4$$

Figura 73. Variación de $E_s / 3c_u$ con c_u / p_a



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 662.

5.4.5. Capacidad de soporte de carga lateral: método de la carga y del momento característico

Este método fue desarrollado por Duncan y colaboradores, su finalidad fue estimar la capacidad de carga lateral para pilas perforadas, este método es fácil de aplicar. A continuación se describe este método.

De acuerdo con el método de la carga característica, la carga característica, Q_c , y el momento característico, M_c , constituyen la base para la relación adimensional que se puede dar por las correlaciones siguientes:

Carga característica

$$Q_c = 7,34D_s^2(E_p R_I) \left(\frac{c_u}{E_p R_I} \right)^{0,68} \quad (\text{para arcilla})$$

$$Q_c = 1,57D_c^2(E_p R_I) \left(\frac{\gamma' D_s \phi' K_p}{E_p R_I} \right)^{0,57} \quad (\text{para arena})$$

Momento característico

$$M_c = 3,86D_s^3(E_p R_I) \left(\frac{c_u}{E_p R_I} \right)^{0,46} \quad (\text{para arcilla})$$

$$M_c = 1,33D_s^3(E_p R_I) \left(\frac{\gamma' D_s \phi' K_p}{E_p R_I} \right)^{0,40} \quad (\text{para arena})$$

Donde:

D_s = diámetro de la pila perforada

E_p = módulo de elasticidad de la pila perforada

R_I = relación del momento de inercia de la sección de la pila percolada al momento de inercia de una sección sólida. Para una pila sin grietas y sin vacío central, $R_I = 1$

γ' = peso específico efectivo de la arena

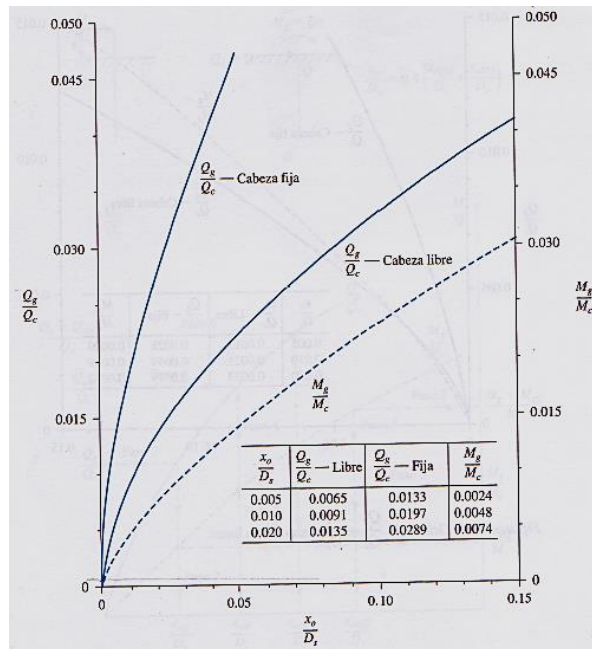
ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo (grados)

K_p = coeficiente e presión pasiva de Rankine = $\tan^2 \left(45 + \phi' / 2 \right)$

5.4.5.1. Deflexión debida a la carga Q_g aplicada a la línea del terreno

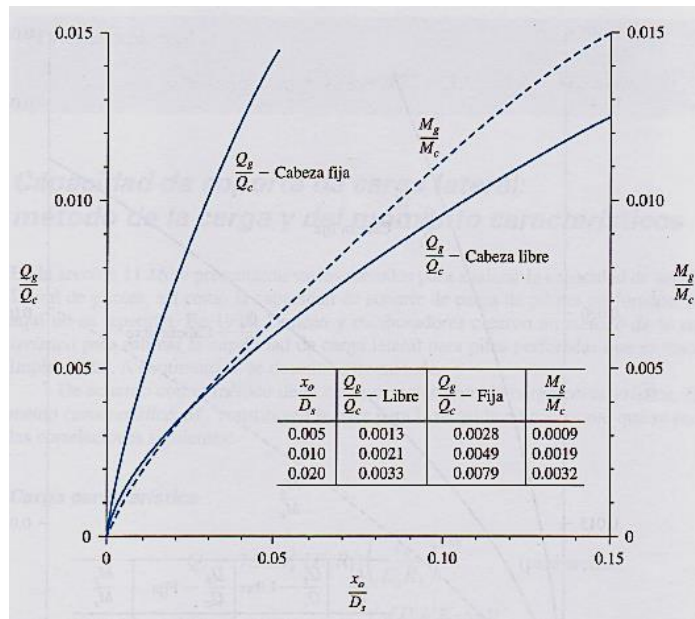
En las figuras 74 y 75 se muestra la gráfica de Q_g/Q_c contra x_o/D_s para pilas perforadas en arena y arcilla debido a la carga Q_g aplicada en la superficie del terreno. Observe que x_o es la deflexión en la línea del terreno. Primero se deben calcular las magnitudes de Q_g y Q_c , y luego se determina la relación Q_g/Q_c . Luego se utiliza la figura adecuada para estimar el valor correspondiente de x_o/D_s y, de aquí, x_o .

Figura 74. Variación de Q_g / Q_c y M_g / M_c con la relación x_o / D_s , para arcilla



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 671.

Figura 75. Variación de Q_g / Q_c y M_g / M_c con la relación x_o / D_s , para arena



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 672.

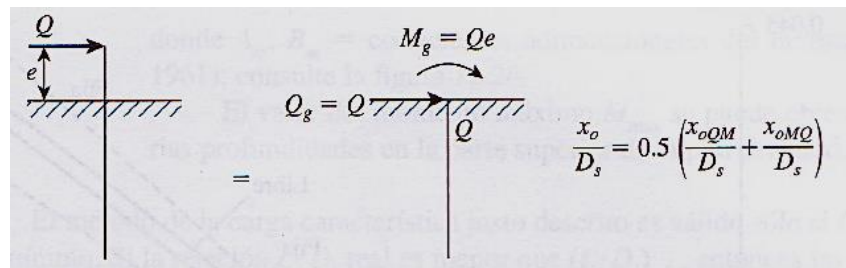
5.4.5.2. Deflexión debida al momento M_g aplicado en la línea del terreno

En las figuras 74 y 75 se muestra la gráfica de la variación de M_g / M_c con x_o / D_s para pilas perforadas en arena y arcilla debida a un momento aplicado M_g en la línea del terreno. Donde x_o es la deflexión en la línea del terreno. Si se conocen las magnitudes de M_g , M_c y D_s , el valor de x_o se puede calcular consultando la gráfica correspondiente.

5.4.5.3. Deflexión debida a una carga aplicada arriba de la línea del terreno

Cuando una carga Q se aplica arriba de la línea del terreno, induce tanto una carga $Q_g = Q$ como un momento $M_g = Qe$ en la línea del terreno, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 76. Efectos de la carga lateral y el momento en la base



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 673.

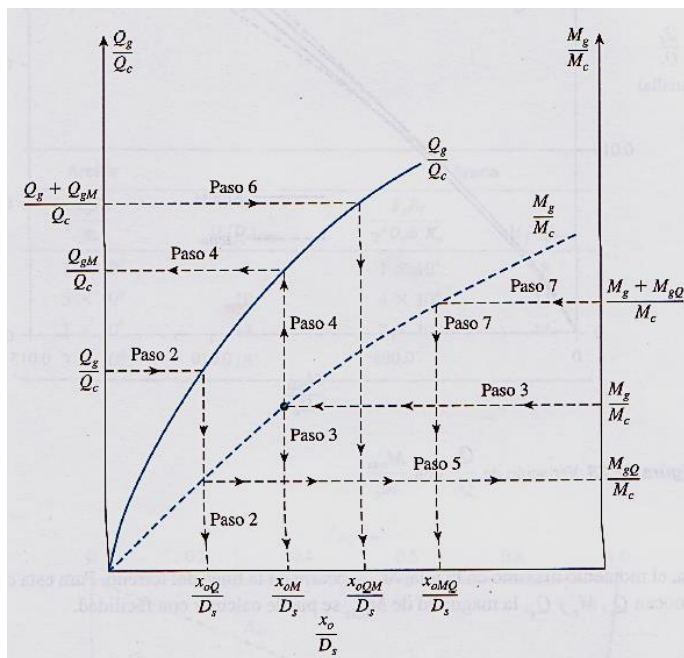
Con base en ello, se puede utilizar una solución de superposición para obtener la deflexión en la línea del terreno. El procedimiento paso a paso es el siguiente. Consulte la figura 77 como guía del procedimiento.

- Paso 1. Se calculan Q_g y M_g .
- Paso 2. Se calcula la deflexión x_{oQ} que se ocasionaría por la carga Q_g actuando sola.
- Paso 3. Se calcula la deflexión x_{oM} que se ocasionaría por el momento actuando solo.
- Paso 4. Se determina el valor de una carga Q_{gM} que ocasionaría la misma deflexión que el momento, es decir x_{oM} .

- Paso 5. Se determina el valor de un momento M_{gQ} que ocasionaría la misma deflexión que la carga, es decir x_{oQ} .
- Paso 6. Se calcula $(Q_g + Q_{gM})/Q_c$ y se determina x_{oQM}/D_s .
- Paso 7. Se calcula $(M_g + M_{gQ})/M_c$ y se determina x_{oQM}/D_s .
- Paso 8. Se calcula la deflexión combinada:

$$x_o (\text{combinada}) = 0,5(x_{oQM} + x_{oMQ})$$

Figura 77. Procedimiento para determinar la deflexión en la base por superposición



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 673.

5.4.5.4. Momento máximo en una pila perforada debido sólo a carga en la línea del terreno

En la figura 78 se muestra la gráfica de Q_g/Q_c con M_{max}/M_c para pilas perforadas con cabeza fija y libre debida sólo a la aplicación de una carga en la línea del terreno Q_g . Para pilas con cabeza fija, el momento máximo en la pila, M_{max} , ocurre en la línea del terreno. Para esta condición, si se conocen Q_c , M_c y Q_g , la magnitud de M_{max} se puede calcular con facilidad.

5.4.5.5. Momento máximo debido a una carga y un momento en la línea del terreno

Una carga Q_g y un momento M_g aplicados en la línea de terreno de forma simultánea, generan un momento máximo a cierta profundidad de la pila perforada. La profundidad y el valor del momento máximo se pueden determinar de la manera siguiente:

- Paso 1. Aplicando el procedimiento descrito antes, se calcula x_o (combinada).
- Paso 2. Para despejar la longitud característica T, se utiliza la ecuación siguiente:

$$x_o \text{ (combinada)} = \frac{2,43Q_g}{E_p I_p} T^3 + \frac{1,62M_g}{E_p I_p}$$

- Paso 3. El momento en la pila a una profundidad z debajo de la superficie del terreno se puede calcular como:

$$M_z = A_m Q_g T + B_m M_g$$

Donde:

A_m, B_m = coeficientes adimensionales del momento (Matlock y Reese); se calculan utilizando la figura 79.

El valor del momento máximo M_{max} se puede obtener calculando M_z a varias profundidades de la pila perforada.

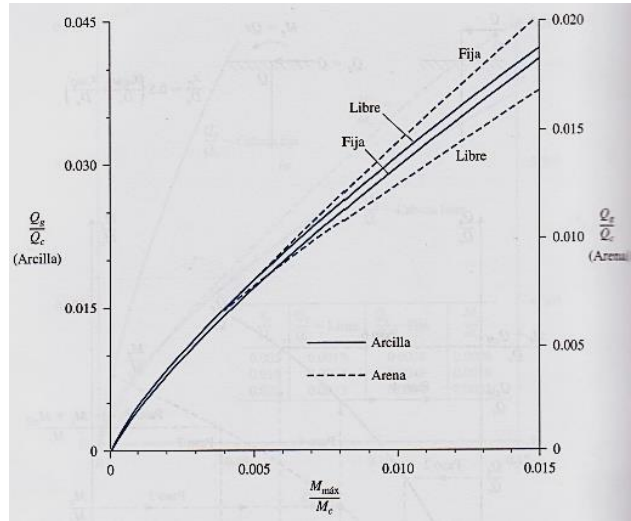
El método de la carga característica es válido sólo si L/D_s tiene un cierto valor mínimo. Si la relación L/D_s real es menor que $(L/D_s)_{min}$, entonces las deflexiones en la línea del terreno estarán subestimadas y los momentos sobreestimados. Los valores de $(L/D_s)_{min}$ para pilas perforadas en arena y arcilla se indican en la tabla siguiente:

Tabla LXI. **Variación del coeficiente (L / D_s) min para arcilla y arena**

Arcilla		Arena	
$\frac{E_p R_I}{C_u}$	$(L/D_s)_{min}$	$\frac{E_p R_I}{\gamma' D_s \phi' K_p}$	$(L/D_s)_{min}$
1,00E+05	6	1,00E+04	8
3,00E+05	10	4,00E+04	11
1,00E+06	14	2,00E+05	14
3,00E+06	18		

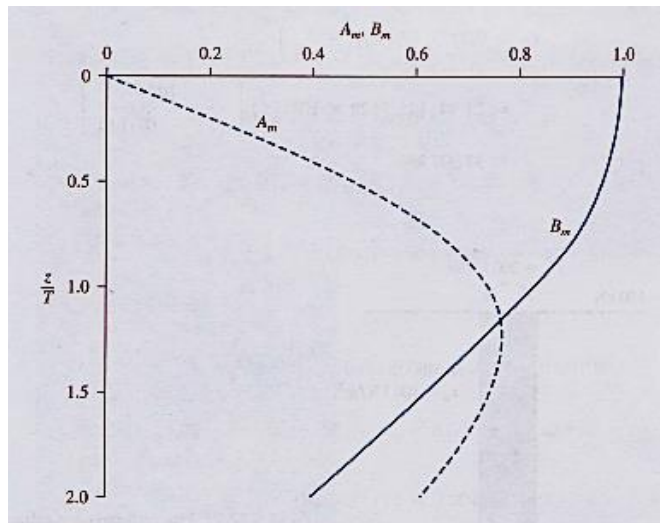
Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 675.

Figura 78. Variación de Q_g / Q_c con M_{max} / M_c



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 674.

Figura 79. Variación de A_m y B_m , con z / T



Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 675.

5.5. Ejemplo

Se diseña una pila perforada adecuada para soportar al rótulo publicitario que se ha trabajado a lo largo de esta investigación, con base en los conceptos y al procedimiento desarrollado este capítulo. Los datos que corresponden al rótulo y las condiciones de este problema son, considerando que se trata de un pilote con cabeza libre:

$$c_u = \text{cohesión no drenada del suelo} = 20\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$D_s = \text{diámetro del pilote} = 1,50 \text{ m}$$

$$R_I = \text{relación del momento de inercia, para una pila sin grietas y sin vacío en el medio} = 1,00$$

$$E_p = \text{módulo de elasticidad del material del pilote} = \text{módulo de elasticidad del concreto} = 252,67 * 10^7 \text{ kg/m}^2$$

$$I_p = \text{inercia del pilote} = \frac{\pi}{64} 1,50^4 = 0,249 \text{ m}^4$$

Con el análisis estructural, se determinaron las reacciones sobre la superficie de la pila:

Tabla LXII. **Esfuerzos que actúan sobre la pila**

Tipo de carga	Fuerza normal (kg)	Fuerza cortante (kg)	Momento (kg*m)
Muerta	11 975,28	0,00	0,00
Viva	724,04	0,00	0,00
Viento	0,00	7 909,25	111 473,61
Sismo	0,00	11 410,16	157 386,84

Fuente: elaboración propia.

Para el diseño se utilizará el método de los factores de carga y resistencia del ACI. Las cargas últimas de trabajo se definen utilizando las combinaciones de cargas 9-2 y 9-5 del Código ACI 318S-08.

$$U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1,2D \pm 1,0E + 1,0L + 0,2S$$

Donde:

D: carga muerta

E: carga de sismo

F: carga de peso y presión de fluidos

H: carga por presión de suelo

L: carga viva

Lr: carga viva en techos

R: carga de lluvia

S: carga de nieve

T: carga de temperatura y variación de volumen y longitud

U: carga última

Utilizando las reacciones y las combinaciones de carga, se determinan los esfuerzos máximos:

$$P_u = 1,2 * 11\,975,28 + 1,6 * 724,04 = 15\,530 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,2 * 0 + 1,0 * 11\,410,16 + 1,0 * 0 + 0,5 * 0 = 11\,410 \text{ kg}$$

$$M_u = 1,2 * 0 + 1,0 * 157\,386,84 + 1,0 * 0 + 0,5 * 0 = 157\,387 \text{ kg} * m$$

5.5.1. Análisis de la carga lateral del pilote

Con este procedimiento se chequea que la pila es capaz de soportar cierta carga lateral en su superficie. El factor que restringe el valor de la carga lateral y el momento de volteo que actúa sobre la pila, es la carga lateral que el suelo es capaz de brindar. Con este análisis también se especificará la longitud requerida de la pila.

- Determinar carga característica

$$Q_c = 7,34 D_s^2 (E_p R_I) \left(\frac{c_u}{E_p R_I} \right)^{0,68}$$

$$Q_c = 7,34 * 1,50^2 * (252,67 * 10^7 * 1,00) * \left(\frac{20\ 000}{252,67 * 10^7 * 1,00} \right)^{0,68}$$
$$= 14,17 * 10^6 \text{ kg}$$

- Determinar momento característico

$$M_c = 3,86 D_s^3 (E_p R_I) \left(\frac{c_u}{E_p R_I} \right)^{0,46}$$

$$M_c = 3,86 * 1,50^3 * (252,67 * 10^7 * 1,00) \left(\frac{20\ 000}{252,67 * 10^7 * 1,00} \right)^{0,46}$$
$$= 148,15 * 10^6 \text{ kg} * m$$

- Determinar deflexión combinada en la superficie
 - Paso 1. Definir la carga lateral última y el momento último en la superficie de la pila. Como se definió anteriormente:

$$V_u = Q_g = 11\,410 \text{ kg}$$

$$M_u = M_g = 157\,387 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Paso 2. Calcular la deflexión x_{oQ} que ocasionará la carga lateral, Q_g , actuando sola. Se utiliza la figura 74, y la condición es que se trata de un pilote con cabeza libre:

$$\frac{Q_g}{Q_c} = \frac{11\,410}{14,17 \cdot 10^6} = 0,00164$$

Usando la figura 74, se obtiene el siguiente factor:

$$\frac{x_{oQ}}{D_s} = 0,00126$$

De aquí, se despeja la deflexión provocada en la superficie:

$$x_{oQ} = 0,00126 \cdot 1,50 \text{ m} = 1,89 \text{ mm}$$

- Paso 3. Calcular la deflexión x_{oM} que ocasionará el momento, M_g , actuando solo. Se utiliza la figura 74:

$$\frac{M_g}{M_c} = \frac{157\,387}{148,15 \cdot 10^6} = 0,00106$$

Usando la figura 74, se obtiene el siguiente factor:

$$\frac{x_{oM}}{D_s} = 0,00221$$

De aquí, se despeja la deflexión provocada en la superficie:

$$x_{oM} = 0,00221 * 1,50 \text{ m} = 3,32 \text{ mm}$$

- Paso 4. Se calcula el valor de una carga, Q_{gM} , que ocasionaría la misma deflexión que un momento, M_g , actuando solo, x_{oM} . La condición es que se trata de una pila con cabeza libre.

Se tiene que:

$$\frac{x_{oM}}{D_s} = 0,00221$$

Utilizando la figura 74, se obtiene:

$$\frac{Q_{gM}}{Q_c} = 0,00287$$

De aquí, se despeja el valor de la carga lateral equivalente:

$$Q_{gM} = 0,00287 * 14,17 * 10^6 = 40\ 668 \text{ kg}$$

- Paso 5. Se calcula el valor de un momento, M_{gQ} , que ocasionaría la misma deflexión que una carga, Q_g , actuando sola, x_{oQ} .

Se tiene que:

$$\frac{x_{oQ}}{D_s} = 0,00126$$

Utilizando la figura 74, se obtiene:

$$\frac{M_{gQ}}{M_c} = 0,00060$$

De aquí, se despeja el valor de la carga lateral equivalente:

$$M_{gQ} = 0,00060 * 148,15 * 10^6 = 88\ 890\ kg * m$$

- Paso 6. Se calcula el cociente del valor de las cargas laterales combinadas y la carga característica, $(Q_g + Q_{gM})/Q_c$, y utilizando la figura 74, se obtiene el factor, x_{oQM}/D_s .

Sumando las cargas laterales.

$$Q_g + Q_{gM} = 11\ 410 + 40\ 668 = 52\ 078\ kg$$

Determinar el cociente de las cargas combinadas y la carga característica.

$$\frac{Q_g + Q_{gM}}{Q_c} = \frac{52\ 078}{14,17 * 10^6} = 0,00368$$

Utilizando la figura 74, se obtiene que:

$$\frac{x_{oQM}}{D_s} = 0,00283$$

De aquí, se despeja la deflexión provocada en la superficie:

$$x_{oQM} = 0,00283 * 1,50 \text{ m} = 4,24 \text{ mm}$$

- Paso 7. Se calcula el cociente del valor de los momentos combinados y el momento característico, $(M_g + M_{gM})/M_c$, y utilizando la figura 74, se obtiene el factor, x_{oMQ}/D_s .

Sumando las cargas laterales.

$$M_g + M_{gQ} = 157\,387 + 88\,890 = 246\,277 \text{ kg} * \text{m}$$

Determinar el cociente de las cargas combinadas y la carga característica.

$$\frac{M_g + M_{gM}}{M_c} = \frac{246\,277}{148,15 * 10^6} = 0,00166$$

Utilizando la figura 74, se obtiene que:

$$\frac{x_{oMQ}}{D_s} = 0,00346$$

De aquí, se despeja la deflexión provocada en la superficie:

$$x_{oMQ} = 0,00346 * 1,50 \text{ m} = 5,19 \text{ mm}$$

- Paso 8. Se calcula la deflexión combinada.

$$x_{o(\text{combinada})} = \frac{x_{oQM} + x_{oMQ}}{2} = \frac{4,24 + 5,19}{2} = 4,72 \text{ mm}$$

- Longitud de la pila

Para que el método de la carga característica utilizado tenga validez, se debe calcular una longitud mínima para la pila con el siguiente criterio. Se utiliza la tabla LXI.

$$\frac{E_p R_I}{c_u} = \frac{252,67 * 10^7 * 1}{20\ 000} = 126\ 335 = 1,26 * 10^5$$

Interpolando en la tabla LXI, se obtiene la siguiente razón:

$$\left(\frac{L}{D_s}\right)_{min} = 7,56$$

Se despeja el valor de la longitud.

$$L = 7,56 * 1,50 = 11,34\ m \cong 11,50\ m$$

- Momento máximo en la pila

Paso 1. Obtener el valor de la longitud característica de la pila, T. Este valor se despeja de la siguiente ecuación,

$$x_{o(combinaada)} = \frac{2,43Q_g}{E_p I_p} T^3 + \frac{1,62M_g}{E_p I_p} T^2$$

Sustituyendo con los valores calculados anteriormente se obtiene:

$$0,00472 = \frac{2,43 * 11\ 410}{252,67 * 10^7 * 0,249} T^3 + \frac{1,62 * 157\ 387}{252,67 * 10^7 * 0,249} T^2$$

El valor de T, se despeja de la ecuación cúbica resultante:

$$(4,407 * 10^{-5}) * T^3 + (4,053 * 10^{-4}) * T^2 - (4,72 * 10^{-3}) = 0$$

$$T = 2,97 \text{ m}$$

El momento en la pila a una profundidad z se calcula como:

$$M_z = A_m Q_g T + B_m M_g$$

Se determina el valor del momento máximo, iterando un valor con distintas profundidades relativas z/T . Los factores A_m y B_m varían con la profundidad relativa y se calculan utilizando la figura 79.

Tabla LXIII. **Variación del momento sobre la pila con la profundidad**

z/T	Am	Bm	Mz
0,00	0,00	1,00	157 387,00
0,20	0,19	0,99	162 251,79
0,40	0,40	0,97	166 220,47
0,60	0,57	0,93	165 685,90
0,80	0,64	0,87	158 614,82
1,00	0,74	0,82	154 134,24
1,20	0,76	0,74	142 221,03
1,40	0,73	0,64	125 465,70
1,60	0,70	0,70	133 892,29
1,80	0,64	0,56	109 824,85
2,00	0,56	0,38	78 784,17

Fuente: elaboración propia.

Al observar los resultados obtenidos, se aprecia que el momento máximo sobre la pila se presenta a una profundidad relativa de 0,40, su valor es:

$$M_z(\text{maximo}) = 166\,220 \text{ kg} * m$$

Este momento, se utilizará para calcular el refuerzo que debe tener la pila.

5.5.2. Análisis de la carga permisible del suelo

Se debe conocer el valor de la carga permisible del suelo para asegurarse que la carga normal transmitida a este medio, no sobrepase el valor calculado. En este problema, se trata de un suelo cohesivo de bajo valor soporte.

- Carga de punta

$$Q_p = A_p c_u N_c^*$$
$$N_c^* = 1,33[\ln I_r + 1]$$

Determinar N_c^* :

Como:

$$\frac{c_u}{p_a} = \frac{20\,000}{10\,200} = 1,96 \geq 1,00$$

Entonces:

$$N_c^* = 9$$

Por lo tanto:

$$Q_p = \left(\frac{\pi}{4} * 1,50^2\right) * 20\,000 * 9 = 318\,086 \text{ kg}$$

- Carga de fricción (de adhesión)

$$Q_s = \sum_{l=0}^{l=l_n} \alpha^* c_u p \Delta l$$

Conservadoramente se considera:

$$\alpha^* = 0,40$$

$$Q_s = 0,40 * 20\,000 * (\pi * 1,50) * 11,50 = 433\,540 \text{ kg}$$

- Carga permisible

$$Q_w = \frac{Q_p + Q_s}{FS}$$

Considerando $FS = 3$, se tiene:

$$Q_w = \frac{318\,086 + 433\,450}{3,50} = 214\,725 \text{ kg}$$

Se tiene que comparar la carga permisible del suelo con la carga última en la superficie de la pila. Para que el sistema funcione bien, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{Q_w} < 1,00$$

$$\frac{15\,530}{214\,725} = 0,07 < 1,00 \quad OK$$

5.5.3. Diseño de la pila perforada utilizando concreto reforzado

La pila perforada se diseña como una columna corta, lo que permite utilizar un diagrama de interacción. El diseño de la pila también implica definir el refuerzo transversal que necesita. Los datos de las dimensiones, materiales y esfuerzos necesarios para el diseño de la pila de este problema corresponden a:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia nominal a compresión del concreto} &= f'_c = 4\,000 \text{ psi} \\ &= 27\,580 \text{ kPa} = 281,23 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de fluencia nominal del acero} &= f_y = 60\,000 \text{ psi} = 413\,658 \text{ kPa} \\ &= 4\,218,42 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de fluencia nominal del acero transversal} &= f_{yt} = 60\,000 \text{ psi} \\ &= 413\,658 \text{ kPa} = 4\,218,42 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diámetro de la pila} = 150 \text{ cm} = 1\,500 \text{ mm}$$

$$\text{Área gruesa de la pila} = A_g = \frac{\pi}{4} * 150^2 = 17\,671 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del núcleo confinado} = A_{ch} = \frac{\pi}{4} (150 - 7,5 * 2)^2 = 14\,314 \text{ cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 75,00 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro nominal de la barra de la espiral} = \frac{5}{8} \text{ " } = 15,88 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro nominal de la barra longitudinal} = \frac{10}{8} \text{ " } = 32,26 \text{ mm}$$

$$\text{Momento máximo (evaluado en el inciso anterior)} = M_{max} = 166\,220 \text{ kg} * m$$

$$\text{Fuerza cortante última} = V_u = 11\,410 \text{ kg}$$

$$\text{Carga axial última} = P_u = 15\,530 \text{ kg}$$

5.5.3.1. Diseño del refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal ayuda a la columna a soportar las cargas de compresión y flexión, además de darle más ductilidad a la sección. El diseño de una columna bajo cargas axiales y de flexión, se realiza iterando continuamente la resistencia que ofrece el refuerzo longitudinal bajo distintas cargas excéntricas; sin embargo, este procedimiento se simplifica al utilizar un diagrama de interacción.

5.5.3.1.1. Muestra de cálculo

El diseño de una pila se puede realizar por analogía a una columna corta. Este diseño se simplifica si se utiliza un diagrama de interacción correspondiente a una columna de este tipo.

Primero se calcula un factor entre el diámetro del núcleo confinado del pilote y el diámetro nominal del mismo,

$$\gamma = \frac{d_c}{D_s}$$

Donde:

γ = relación entre la mayor distancia entre el acero longitudinal y el diámetro de la pila

d_c = diámetro del núcleo confinado del pilote, es igual a la distancia más grande entre el refuerzo longitudinal del elemento

D_s = diámetro del pilote

Se calculan dos factores distintos para determinar la cuantía:

Factor por carga normal:

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} = \frac{P_u/\varphi}{f'_c A_g} = \frac{P_u/0,75}{f'_c A_g}$$

Factor por momento:

$$R_n = \frac{M_n}{f'_c A_g h} = \frac{M_u/\varphi}{f'_c A_g h} = \frac{M_u/0,90}{f'_c A_g h}$$

Donde:

K_n = factor por carga normal

R_n = factor por momento

P_n = carga axial nominal

P_u = carga axial última

M_n = momento nominal

M_u = momento último

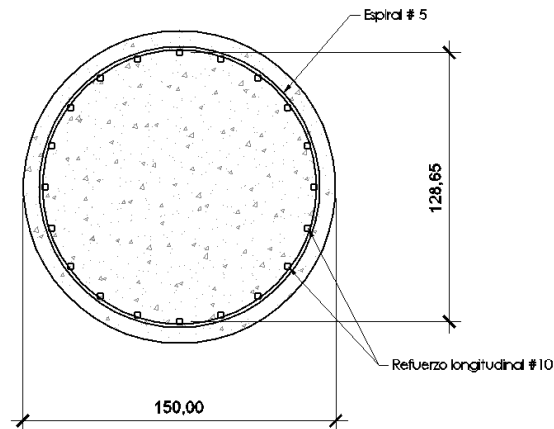
φ = factor de reducción de resistencia por carga axial, para una columna reforzada con espiral =0,75. Factor de reducción de resistencia por momento = 0,75

f'_c = resistencia nominal a compresión del concreto

A_g = área gruesa del pilote

h = diámetro del pilote

Figura 80. **Sección provisional de la pila para la cimentación del rótulo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Determinar relación entre la mayor longitud entre el acero longitudinal y el diámetro de la pila:

$$\gamma = \frac{d_c}{D_s} = \frac{150 - \left(7,5 + 1,59 + \frac{3,18}{2}\right) * 2}{150} = 0,858 \approx 0,80$$

Determinar factores de carga normal y de momento:

$$K_n = \frac{P_u/0,75}{f'_c A_g} = \frac{15\,530/0,75}{281,23 * 17\,671} = 0,004$$

$$R_n = \frac{M_u/0,90}{f'_c A_g h} = \frac{166\,220 * 100/0,90}{281,23 * 17\,671 * 150} = 0,025$$

El siguiente diagrama de interacción es para un elemento a compresión con características similares a las de la pila de este problema. Con ayuda de

este diagrama se determina la cuantía que requiere el elemento para resistir los esfuerzos calculados.

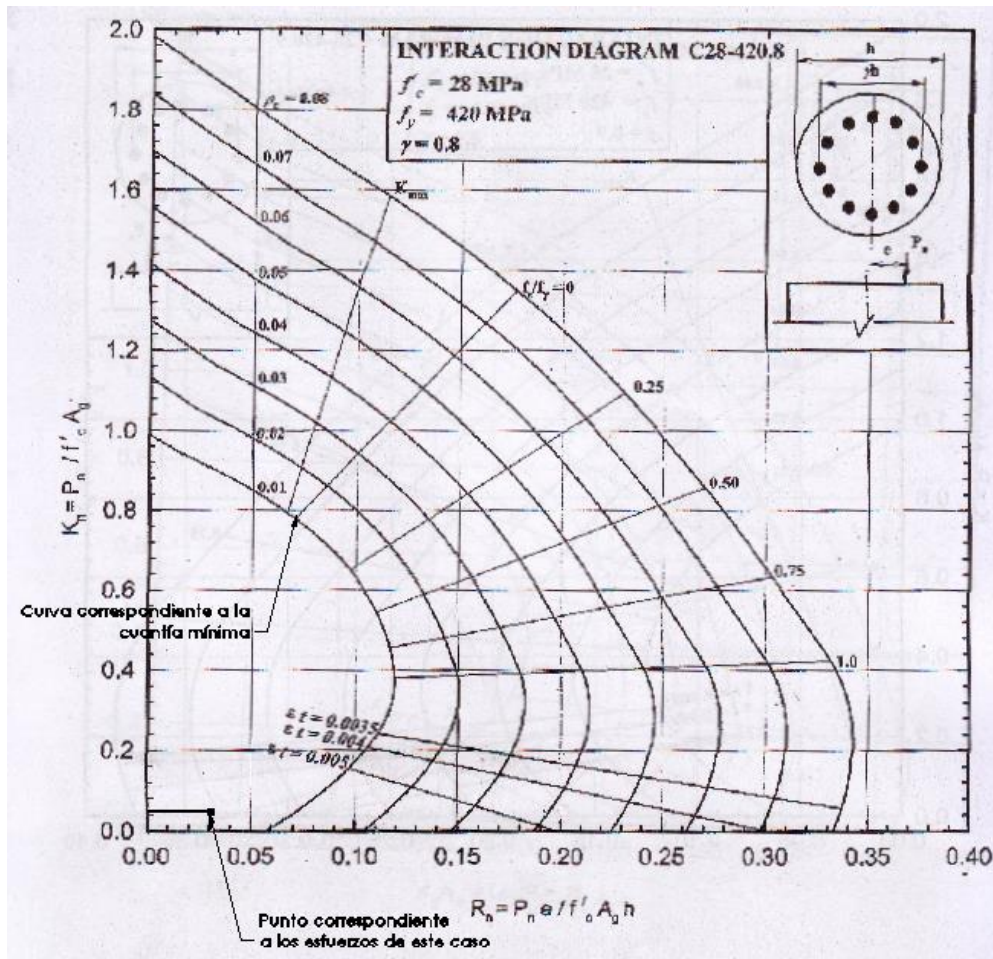
El procedimiento para determinar el refuerzo de la pila es el siguiente:

- Paso 1. Se elige un diagrama de interacción adecuado para el elemento que se quiere diseñar.
- Paso 2. Se calculan los factores k_n y R_n .
- Paso 3. Se ubica el punto correspondiente a las coordenadas k_n y R_n en el diagrama.
- Paso 4. Se observa que el punto ubicado se encuentra entre varias curvas que corresponden a distintas cuantías de acero. Se interpola entre estas curvas y se define una cuantía, ρ , para el elemento en cuestión.
- Paso 5. Se calcula el área de acero para la pila, multiplicando la cuantía por el área de la pila:

$$A_s = \rho A_g$$

- Paso 6. Se elige el número y tipo de varillas de acero que cumplan con el área de acero requerida y se realiza el detalle de armado.
- Paso 7. Con el procedimiento realizado, el diseño por esfuerzos de flexión y compresión de la columna se han concluido, como inciso aparte, se debe diseñar la pila por esfuerzos de corte.

Figura 81. Diagrama de interacción con el punto indicado correspondiente a los esfuerzos calculados



Fuente: nominal load-moment strength interaction diagram, C28-420.8, American Concrete Institute 318 M-05.

5.5.3.1.2. Solución

Al determinar los factores para el diagrama de interacción e identificar el punto correspondiente a las características y esfuerzos de este problema, se concluyó que la cuantía requerida es menor a la cuantía mínima para una columna. La solución es brindarle la cuantía mínima,

$$\rho \approx 0,01$$

Por lo que el área de acero es de:

$$A_s = \rho A_g = 0,01 * 17\ 671 = 176,71\ cm^2$$

Sección de una varilla # 10:

$$A_v = 1,27\ plg^2 = 8,19\ cm^2$$

Para cubrir el área de acero requerida se necesitan:

$$\# \text{ varillas} = \frac{176,71}{8,19} = 21,58 \approx 22 \text{ varillas \# 10}$$

Para facilitar el armado de la pila, se colocarán 24 varillas # 10.

5.5.3.2. Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal de la pila es importante porque le da cierta ductilidad al elemento y ayuda a resistir los esfuerzos cortantes sobre la pila. El

refuerzo cortante que se utilizará será una espiral, el problema consiste en determinar el diámetro de la varilla para la espiral y también su espaciamiento.

5.5.3.2.1. Muestra de cálculo

Como refuerzo transversal se colocará la cuantía mínima según las especificaciones del ACI. La razón por la que no se considera un refuerzo extra para resistir el corte transmitido hacia la pila es porque dicho corte, es soportado por el suelo que confina a la pila, actuando como presión pasiva.

La cuantía volumétrica mínima del refuerzo transversal está dada por el mayor de los valores definidos por las siguientes ecuaciones.

Ecuación 21-3 del código ACI 318S-08

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ecuación 10-5 del código ACI 318S-08

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

ρ_s = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal

A_g = área bruta de la sección de concreto

A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal

- Determinar cuantía mínima

Elegir entre el mayor valor de las siguientes condiciones:

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,12 * \frac{281,23}{4\ 218,42} = 0,0080$$

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,45 * \left[\frac{17\ 671}{14\ 314} - 1 \right] \frac{281,23}{4\ 218,42} = 0,0070$$

De estos valores, se elige la cuantía mínima de 0,0080.

Con base en la cuantía mínima se define el espaciamiento máximo del refuerzo transversal. El espaciamiento se definirá para una espiral con barra #5:

$$s = \frac{4A_{sp}}{\rho d_c}$$

Donde:

A_{sp} = área de la varilla utilizada para la espiral

ρ = cuantía volumétrica

d_c = ancho mínimo del núcleo confinado

Para este caso se tiene que:

Área de una varilla #5:

$$A_{sp} = \frac{\pi}{4} * 1,59^2 = 1,99 \text{ cm}^2$$

Ancho del núcleo confinado:

$$d_c = 150 - 7,5 * 2 = 135 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo,

$$s = \frac{4 * 1,99}{0,0080 * 135} = 7,37 \text{ cm} \approx 7,0 \text{ cm}$$

- Determinar longitud de confinamiento, l_o

Elegir el mayor de los siguientes valores:

$$l_o = D_s = 100 \text{ cm}$$

$$l_o = \frac{850}{6} = 141,67 \approx 145 \text{ cm}$$

$$l_o = 45 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento es de 145 centímetros, según la segunda condición.

- Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento

Elegir el menor de los siguientes valores:

$$s = \frac{D_s}{4} = \frac{150}{4} = 37,50 \text{ cm}$$

$$s = 6 * 1,27 * 2,54 \cong 19 \text{ cm}$$

$$s = s_o = 100 + \left(\frac{350 - 50,8}{3} \right) \cong 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}, \quad \text{usar } s_o = 15 \text{ cm}$$

Se elige el espaciado máximo en la zona de confinamiento, s , igual a 15 centímetros.

5.5.3.2.2. Solución

A continuación se resumen los resultados obtenidos a partir del procedimiento de diseño del refuerzo transversal. El refuerzo consiste en una espiral #5 con las siguientes características:

- La zona de confinamiento tiene una longitud de centímetros.
- En la zona de confinamiento usar espiral #5 espaciada a cada 5 centímetros.
- Fuera de la zona de confinamiento usar espiral #5 espaciada a cada 7 centímetros.

5.5.3.3. Refuerzo por cortante

El refuerzo por cortante constituye un refuerzo transversal que debe tener el elemento, para soportar los esfuerzos cortantes de corte que sobrepasan la capacidad por cortante del concreto. La cuantía requerida para resistir esfuerzos de corte, debe sumarse a la cuantía del refuerzo transversal determinada previamente para efectos de confinamiento.

5.5.3.3.1. Muestra de cálculo

Además del refuerzo transversal mínimo, se debe calcular un refuerzo transversal extra para soportar el cortante actuante sobre el elemento.

Primero se calcula el cortante que resiste el concreto de la pila. En la siguiente ecuación se utiliza la resistencia del concreto en kg/cm^2 y las dimensiones de la columna en centímetros.

$$V_{cu} = 2,578\phi\sqrt{f'_c}D_s0,8d$$

Donde:

V_{cu} = fuerza cortante última que resiste el concreto

ϕ = factor de reducción de resistencia por cortante = 0,75

f'_c = resistencia nominal a compresión del concreto

D_s = diámetro de la pila

d = distancia máxima entre centros del refuerzo longitudinal de la pila

Para columna reforzada con espiral (o zuncho), la resistencia cortante que ofrece el concreto es:

$$V_c = 2,578 * 0,75 * \sqrt{f'_c} D_s 0,80d$$

Para este caso la fuerza que resiste el concreto corresponde a:

$$d = 150 - 7,5 * 2 - 1,59 * 2 - 3,23 = 128,59 \text{ cm}$$

$$V_c = 2,578 * 0,75 * \sqrt{281,23} * 150 * 0,80 * 128,59 = 500\,338 \text{ kg}$$

El cortante que debe resistir la espiral se calcula como:

$$\emptyset V_{su} = V_u - V_{cu}$$

Donde:

\emptyset = factor de reducción de resistencia por cortante = 0,75

V_{su} = fuerza cortante que debe resistir el refuerzo transversal

V_u = fuerza cortante provocada por las cargas mayoradas que actúan sobre el elemento

V_{cu} = fuerza cortante última que resiste el concreto

Para este caso:

$$\emptyset V_{su} = 11\,410 - 500\,338 = -488\,928 \text{ kg}$$

5.5.3.3.2. Solución

La diferencia entre el cortante último y el cortante que resiste el concreto, resulta en favor de la resistencia del concreto. Esto significa que no se requiere refuerzo transversal extra para resistir la fuerza cortante porque, el concreto de la columna brinda la resistencia suficiente. Como resultado, la cuantía mínima del refuerzo transversal es suficiente para esta columna.

Los detalles del refuerzo de la pila, se encuentran en el plano 5 de los anexos.

CONCLUSIONES

1. El esfuerzo más crítico en el diseño de rótulos publicitarios no son las cargas gravitacionales sino las laterales, esto se debe a que se trata de estructuras ligeras, con un área amplia expuesta al viento y de gran altura.
2. Hay una relación sobre el tipo de carga lateral que rige en el diseño de la columna rótulo. En rótulos altos rige la carga de viento y en rótulos bajos la de sismo. La carga lateral que rige el diseño de la estructura del panel y la viga es el viento.
3. El elemento más importante de un rótulo monopolar en voladizo es su columna, porque es el único elemento que transmite las cargas del sistema al suelo. El esfuerzo más crítico sobre la columna es la flexión y no la carga axial.
4. El anclaje de la columna metálica a la cimentación es de vital importancia para el funcionamiento del sistema. Por medio de este anclaje se transmiten los esfuerzos del rótulo al suelo, y si se pierde esta continuidad el sistema colapsaría.
5. Una pila perforada se diferencia de un pilote porque, una pila se construye habiendo excavado previamente un pozo y luego fundiendo en él la armadura de acero y el concreto, mientras que un pilote se ancla directamente al terreno o se funde simultáneamente con el proceso de perforación.

6. Las uniones en los rótulos son de vital importancia para su funcionamiento porque le dan continuidad al sistema, al transmitir los esfuerzos por todos los elementos de la estructura hasta trasladarlos a la cimentación y a su vez hacia el suelo.
7. Una pila perforada o un pilote se encargan de transmitir los esfuerzos de la superestructura de una forma adecuada para no superar la capacidad de soporte del suelo. Los mecanismos de transferencia son la carga de punta y la carga por fricción o cohesión entre la interfaz del pilote y el suelo.
8. Una pila perforada se puede diseñar como una columna corta porque la incidencia del pandeo provocado en ella se reduce porque el suelo le brinda soporte lateral.
9. El refuerzo transversal para resistir el cortante en la pila resultó nulo porque, al tener la pila un gran diámetro, el concreto cuenta con una resistencia mucho más alta que la fuerza cortante externa.
10. Debido a que el acero es un material industrializado, y debe seguir normas para su fabricación, las propiedades de este material no cambian apreciablemente con el tiempo; esto ayuda a que las estructuras metálicas cumplan su período de diseño con daños menores que afecten su estética o su funcionalidad, siempre y cuando el mantenimiento sea el adecuado.

RECOMENDACIONES

1. Es sensato utilizar valores conservadores de presión de viento porque en Guatemala, al ser un país tropical, está expuesto a tormentas intensas en donde pueden presentarse velocidades de viento muy altas.
2. Tiene que brindarse especial atención a las uniones porque en ellas hay concentraciones de esfuerzos. Si por ejemplo fallara la unión entre la viga y la columna, la viga caería junto con el panel y las consecuencias serían graves.
3. Una unión muy importante es el anclaje de la columna metálica a la cimentación, la cual debe ser lo suficientemente rígida para transmitir el momento provocado en la columna, presentando una mínima rotación.
4. Se debe brindar el recubrimiento adecuado a los pernos embebidos en el cimiento para protegerlos de la corrosión. Los pernos deben ser anclados con la profundidad especificada, para que la falla se produzca por fluencia del acero y no por desprendimiento del concreto.
5. Las uniones se logran rigidizar con atiesadores. Los atiesadores hacen la unión más robusta y ayudan a que la rotación en estos puntos se disminuya, lo cual da continuidad al sistema y permite la transmisión efectiva de los momentos.
6. Es necesario realizar una inspección detallada de la soldadura para revisar la continuidad de la misma. La calidad de la soldadura es

indispensable para que funcione tal como se planteó en el diseño, una forma de garantizar su calidad es utilizar ensayos no destructivos.

7. Se debe trabajar con pernos de la calidad adecuada porque, estos son esenciales en las uniones. Para garantizar su resistencia se recomienda ensayar los pernos utilizados en el proyecto por tensión y corte.
8. Es esencial garantizar la calidad del concreto utilizado para la cimentación, porque este elemento es de vital importancia para el funcionamiento del sistema y además representa una fuerte inversión.
9. Se propone hacer una evaluación del costo que representa para la movilidad en las calles por el colapso de un rótulo, para determinar la importancia que tiene esta estructura y tomar las medidas adecuadas para evitar este suceso.
10. Es muy útil aplicar un programa de mantenimiento y supervisión, continuo y calendarizado, de la estructura, con la finalidad de velar por el buen estado del rótulo y determinar que las deformaciones estén en el rango permisible.
11. El programa de mantenimiento debe velar que los elementos no estén deteriorados por el clima. La limpieza y la aplicación de pintura de forma continua son medidas simples y efectivas contra el deterioro.
12. Una buena práctica consiste en exigir medidas de seguridad a las personas que trabajen sobre el rótulo, porque se movilizan en alturas considerables, sumando que el viento a estas alturas produce empujes fuertes, y otras condiciones que pueden provocar un accidente.

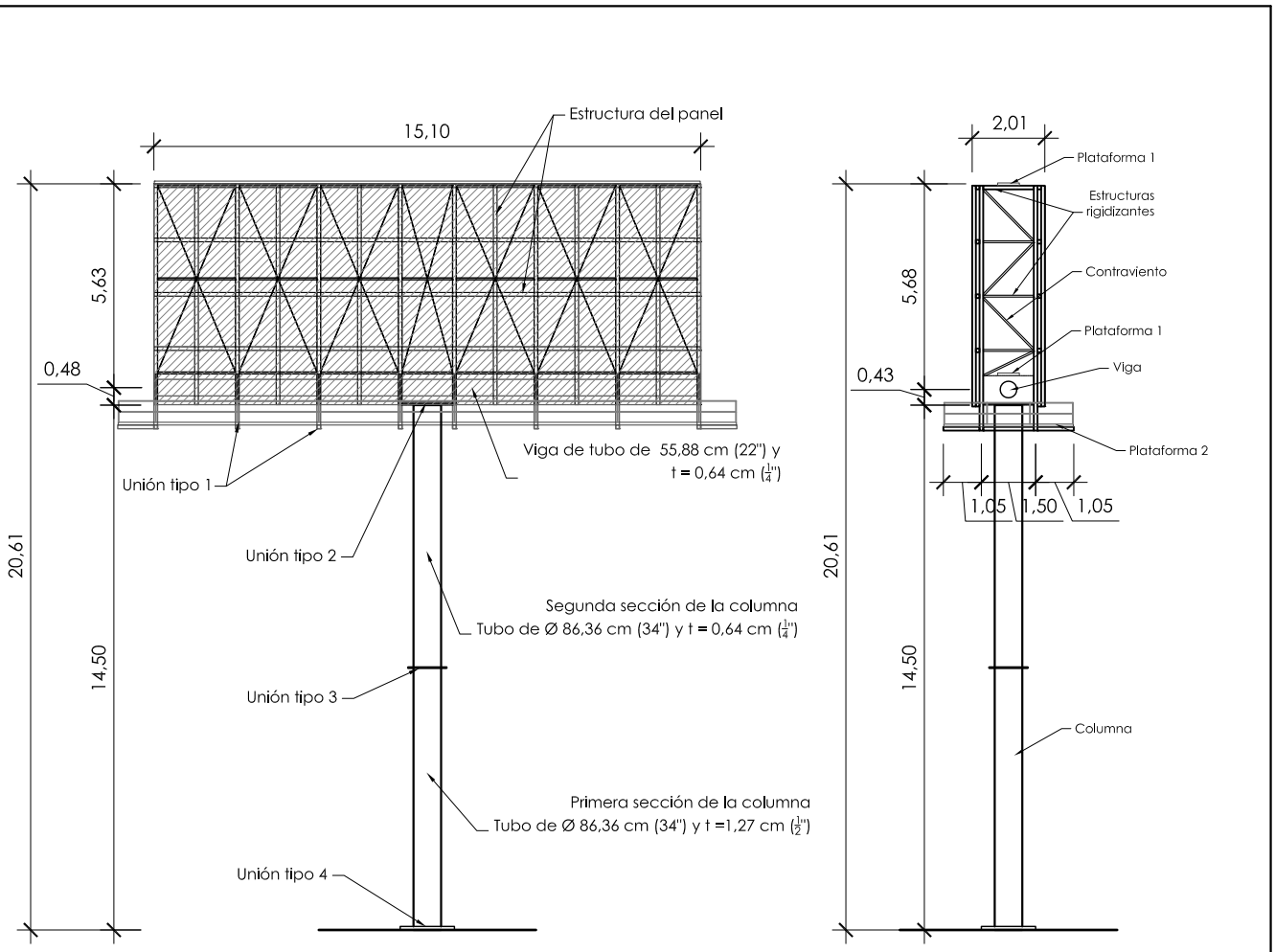
13. Los rótulos que sean instalados deben cumplir con los procesos legales pertinentes tanto con la municipalidad a la que estén adscritos como con el dueño del predio donde se ubican estas estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI COMITEE 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. Estados Unidos de América: Instituto Americano del Concreto, 2008. 700 p.
2. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *Manual of Steel Construction Allowable Stress Design*. 9a ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 1989. 500 p.
3. DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. 7a ed. México: Cengage Learning, 2012. P. 685.
4. HIBBELER, Russell. *Análisis estructural*. 3a ed. México: Prentice Hall, 1997. P. 633.
5. INTERNATIONAL COUNCIL OF BUILDING OFFICIALS. *Uniform Building Code*. California: International Council of Building Officials, 1997. 600 p.
6. KUROBANE, Yoshiaki. *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections*. Köln: TÜV-Verlag GmbH, 2004. p. 171-181.
7. LIU, Dajin. *Circular Base Plates with Large Eccentric Loads*. En: *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. Chicago: American Society of Civil Engineers, 2004. p. 142-146.

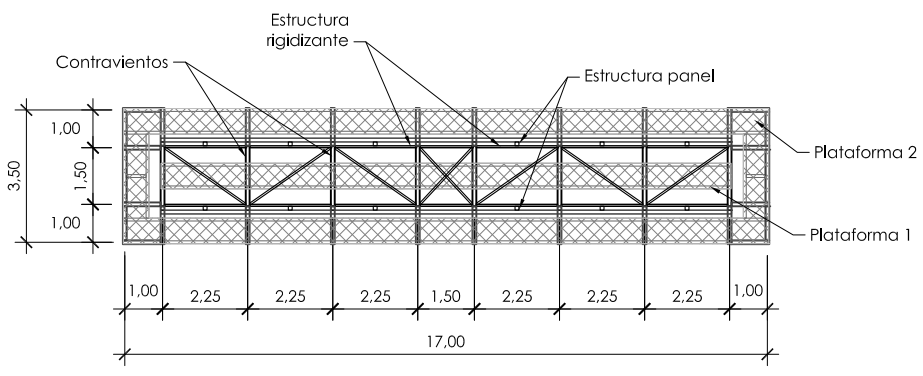
8. MACCORMACK, Jack. *Diseño de estructuras metálicas método ASD*. 4ª ed. México: Alfaomega, 1999. 438 p.
9. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. 524 p.

APÉNDICES



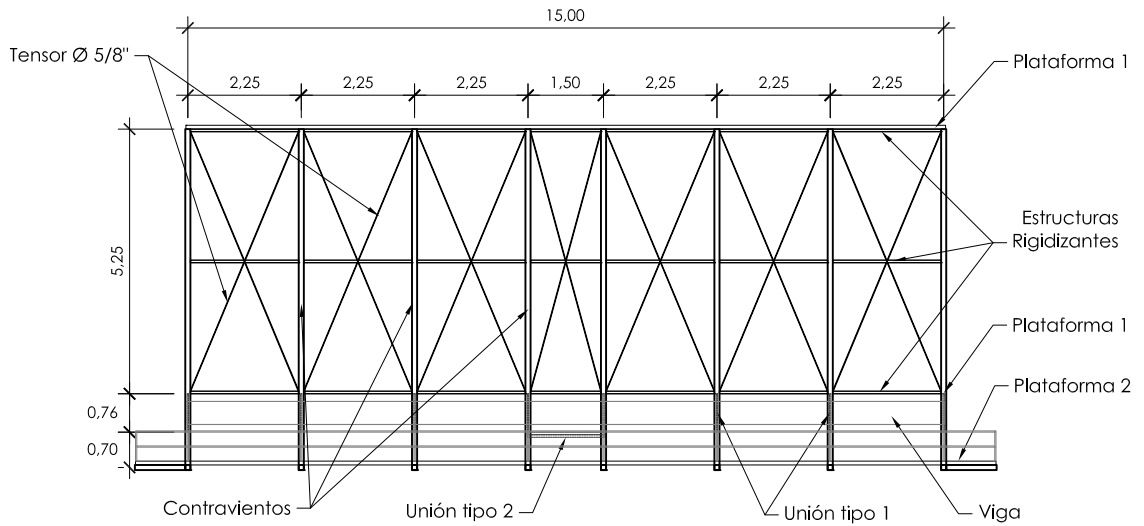
ELEVACION RÓTULO
ESCALA 1:200

PERFIL RÓTULO
ESCALA 1:200

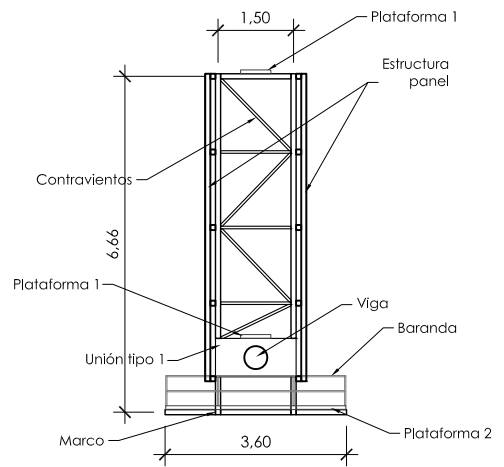


PLANTA RÓTULO
ESCALA 1:200

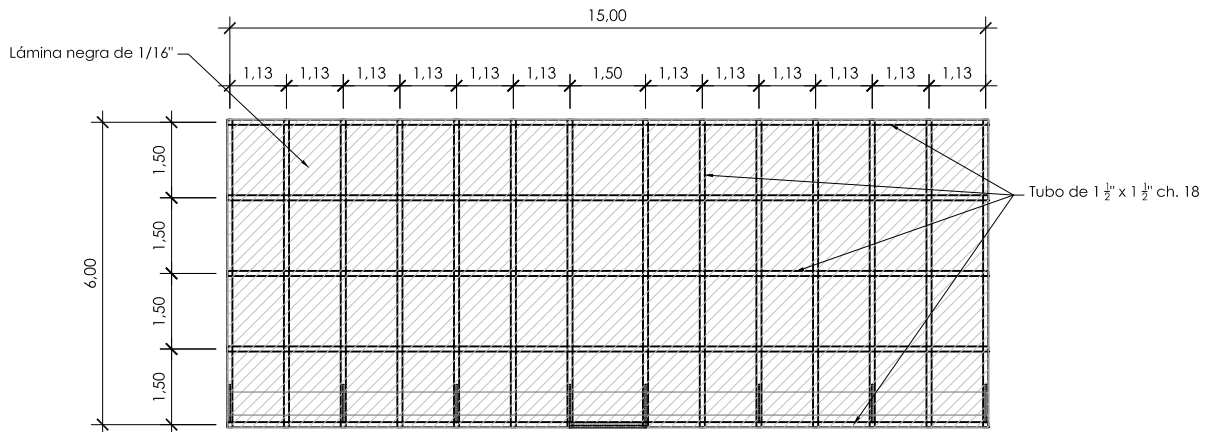
Universidad de San Carlos Facultad de Ingeniería		Escuela de Ingeniería Civil Mario David Cuté Balcarcel	
Plano de: Detalle del rótulo publicitario			01 / 05
Escala: 1:200		Fecha: Junio de 2 014	



ELEVACIÓN CONTRAVIENTOS
ESCALA 1:150



PERFIL RÓTULO
ESCALA 1:150



ELEVACIÓN ESTRUCTURA PANEL
ESCALA 1:150

Universidad de San Carlos
Facultad de Ingeniería

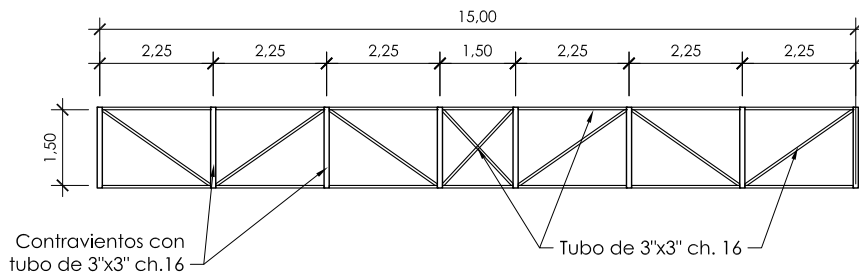
Escuela de Ingeniería Civil
Mario David Cuté Balcarcel

Plano de:
Elevación y perfil de la estructura del panel del rótulo

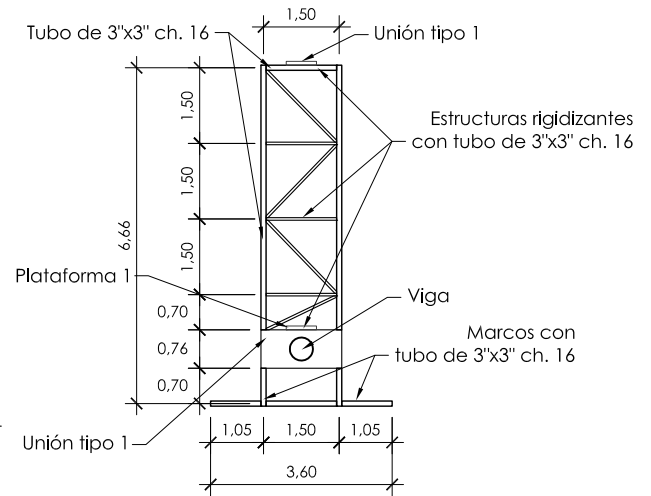
Escala:
1:150

Fecha:
Junio de 2014

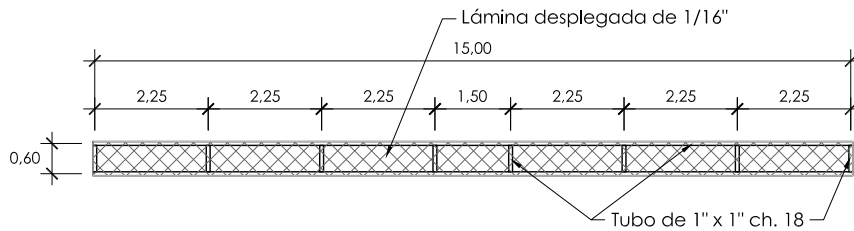
02
/ 05



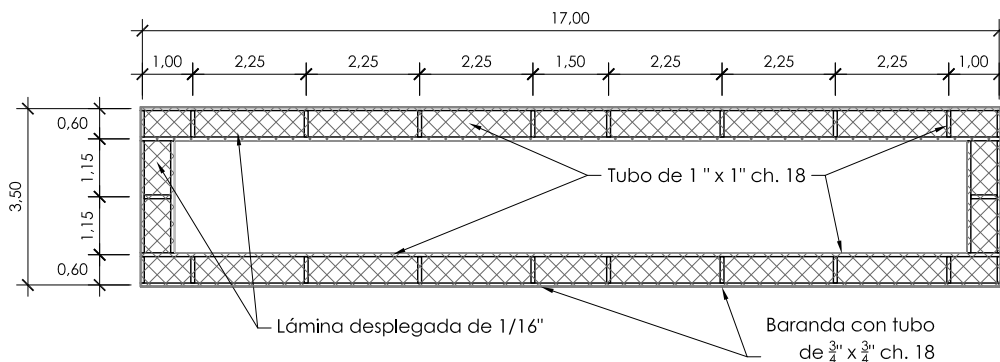
ESTRUCTURA RIGIDIZANTE
ESCALA 1:150



CONTRAVIENTOS Y MARCO
ESCALA 1:150



PLANTA PLATAFORMA 1
ESCALA 1:150



PLANTA PLATAFORMA 2
ESCALA 1:150

Universidad de San Carlos
Facultad de Ingeniería

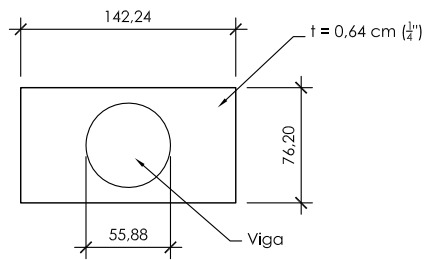
Escuela de Ingeniería Civil
Mario David Cuté Balcarcel

Plano de:
Detalle de contravientos, estructuras rigidizantes y plataformas

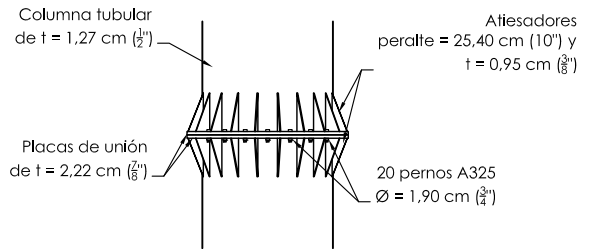
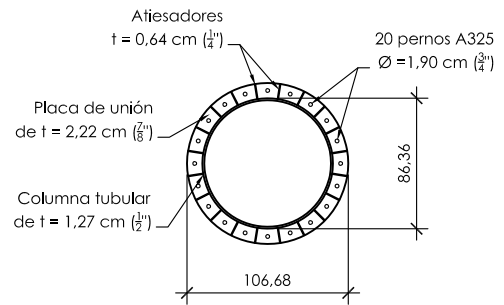
Escala:
1:150

Fecha:
Junio de 2014

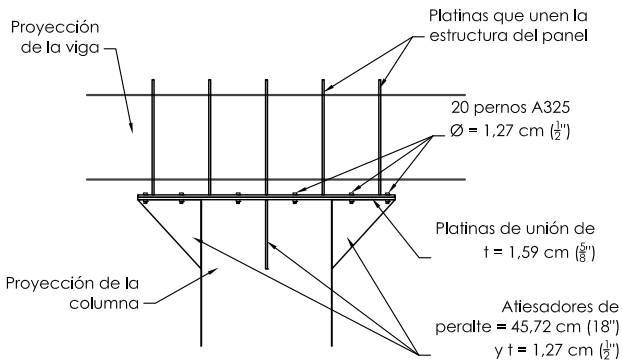
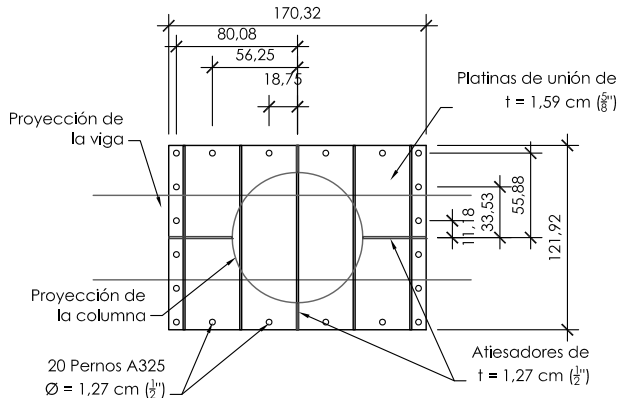
03
05



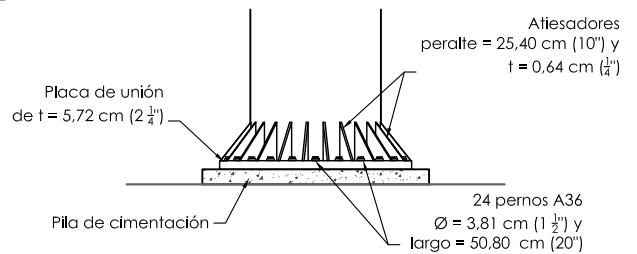
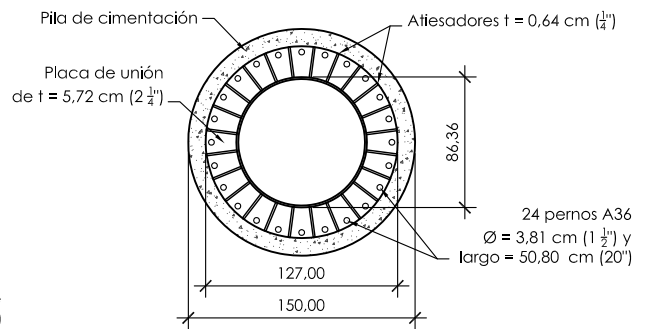
UNIÓN TIPO 1
ESCALA 1:50



UNIÓN TIPO 3
ESCALA 1:50



UNIÓN TIPO 2
ESCALA 1:50



UNIÓN TIPO 4
ESCALA 1:50

Universidad de San Carlos
Facultad de Ingeniería

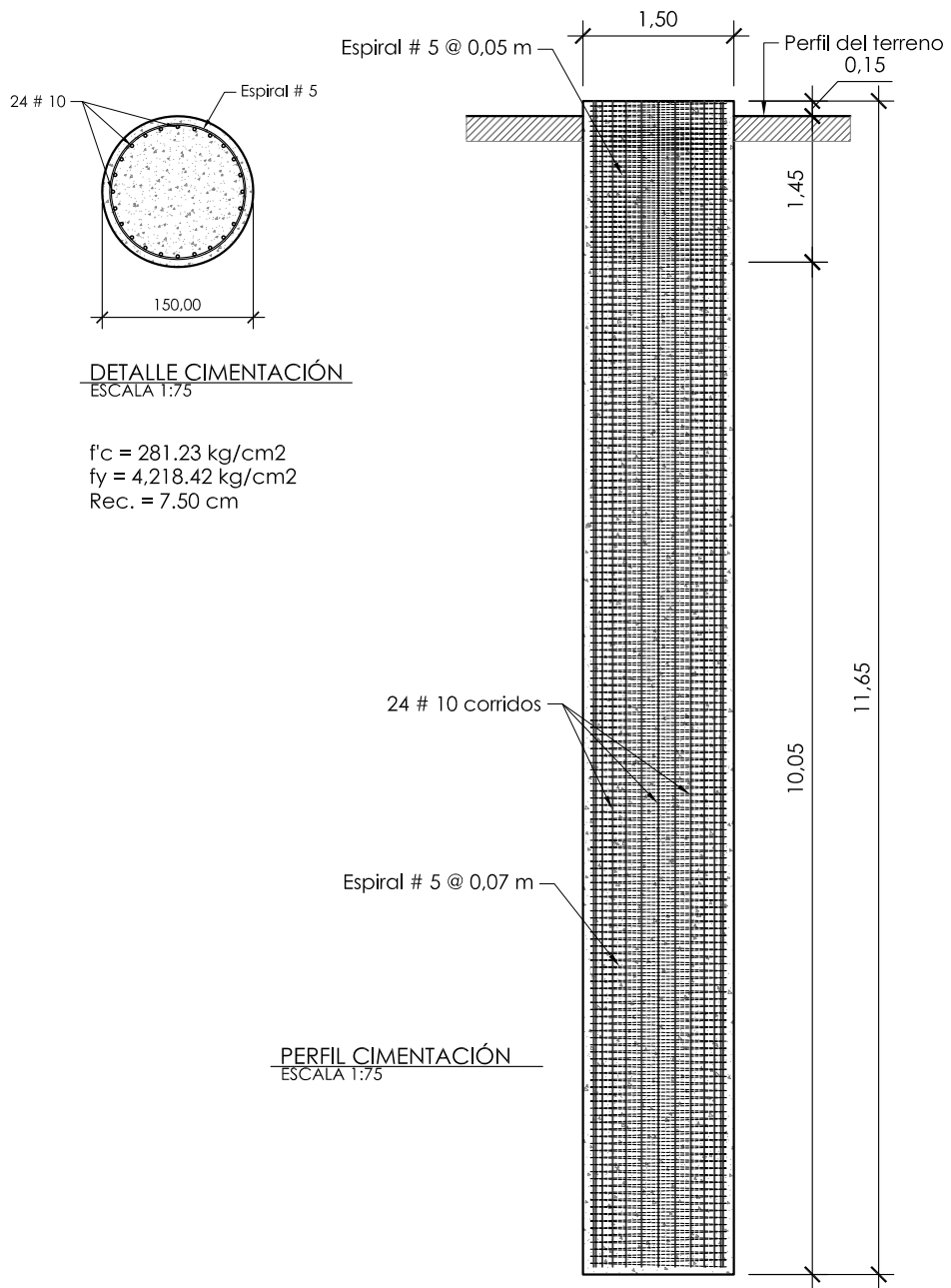
Escuela de Ingeniería Civil
Mario David Cuté Balcarcel

Plano de:
Detalle de uniones del rótulo

Escala:
1:50

Fecha:
Junio de 2014

04
05



Universidad de San Carlos
Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil
Mario David Cuté Balcarcel

Plano de:
Cimentación para el rótulo

Escala:
1:75

Fecha:
Junio de 2014

05 / 05