

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Alternativas de techo y entrepiso con estructuras
metálicas en ambientes de luces grandes**

David Francisco Limaylla Canchaya

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2019

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

DEDICATORIA

A Dios por permitirme desarrollar lo que me apasiona, la Ingeniería Estructural.

A mis padres Lucy y Francisco y hermanas Lucero y Betsy por haberme acompañado en la elaboración de este trabajo.

A mis amigos por sus palabras de aliento constante.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco inmensamente a mi asesora Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, cuyo amor y dedicación por la ingeniería me permitió desarrollar este trabajo. A mi abuela Antolina Camarena Flores, por ser ejemplo de persistencia y trabajo, sin su inspiración no lo hubiera logrado. A mi tía Paula Camarena Flores, que desde el cielo me cuida, siempre vivirás en mi corazón. A mis tíos Alfredo, Irma, Dina, Enma, Mary y Yeny, porque siempre tendré la dicha de tener su cariño y consejo. A mi compañera Cesibel, por su cariño y comprensión.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo diseñar un edificio de tres niveles para uso de oficinas, con un auditorio ubicado en el último nivel. Para esto se usó un esqueleto estructural de concreto armado, además, en el entrepiso se usaron losas compuestas con dos alternativas, una con placa colaborante y otra con viguetas metálicas. Para el techado se usaron armaduras metálicas con dos alternativas: una con un techado con configuración a dos aguas y otra con configuración a cuatro aguas. Asimismo, el edificio se encuentra ubicado en el distrito de El Tambo, ciudad de Huancayo y se encontrará cimentado sobre un suelo tipo S2.

El diseño estructural se realizó siguiendo los siguientes pasos: configuración estructural, referida a la ubicación de los elementos estructurales, forma de la estructura y en el caso de la armadura su concepción geométrica; predimensionamiento como parte de la configuración, se asignaron dimensiones previas a los elementos estructurales; metrado de cargas, en cada elemento estructural; análisis estructural, se modeló y se analizó estructuralmente los elementos a través de los *software* SAP 2000 v19 y ETABS 2016; y diseño estructural, para la cual se diseñaron elementos y conexiones según el método de resistencia última para garantizar la seguridad resistente de los mismos cuidando de no llegar a un estado límite de la estructura (colapso parcial total) y también para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura en etapa de servicio, cuidando de no llegar a estados límites de servicio a través del método de esfuerzos admisibles (deflexiones, fisuras y vibraciones que sobrepasen las admisibles).

El diseño estructural se realizó según el “Reglamento Nacional de Edificaciones” en sus capítulos E.020-Cargas, E030-Diseño Sismo Resistente Versión 2017, E 060-Concreto Armado y E 090-Estructura Metálicas Propuesta Final 2016. También, se tuvo como referencia el “Specification for Structural Steel Buildings-ANSI/AISC 360-10” y el “Steel Construction Manual 14th Edition” ambos producidos por el American Institute of Steel Construction AISC.

ABSTRACT

This thesis seeks to design a building with 3 levels of office use, with an auditorium located on the last level. For this a structural skeleton of reinforced concrete was used, on the mezzanine composite slabs were used presenting two alternatives, one with a plate collaborating and another with metal joists, for the roof metal truss was used presenting also two alternatives, one with a roof with two-water configuration and another with four-water configuration. The building is in the district of El Tambo, city of Huancayo and will be founded on a ground type S2.

The structural design was carried out following the following steps: Structural configuration, referring to the location of the structural elements, shape of the structure and in the case of the metal truss its geometric conception; Pre-sizing as part of the configuration, previous dimensions were assigned to the structural elements; Load metering, in each structural element; Structural analysis, the elements were modeled and structurally analyzed through SAP 2000 v19 and ETABS 2016 *software*; and Structural design, elements and connections were designed according to the ultimate resistance method to guarantee their resistant safety, taking care not to reach a limit state of the structure (total partial collapse) and also guaranteeing the correct functioning of the structure in stage of service, taking care not to reach service limit states through the method of admissible stresses (deflections, cracks and vibrations that exceed the admissible ones).

The structural design was carried out according to the “National Building Regulations” in its chapters E.020 - Loads, E 030 - Design Earthquake Resistant Version 2017, E 060 - Reinforced Concrete and E 090 - Metal Structure Final Proposal 2016. It was also taken as reference the “Specification for Structural Steel Buildings - ANSI / AISC 360-10” and the “Steel Construction Manual 14th Edition” both produced by the American Institute of Steel Construction AISC.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XVI
INTRODUCCIÓN	XIX
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	1
1.1 Planteamiento y Formulación del Problema.....	1
1.1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.1.2 Formulación del problema	2
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Alcance de la investigación	3
1.4 Justificación e importancia	3
1.5 Metodología de trabajo.....	4
1.5.1 Recolección de datos	4
1.5.2 Configuración estructural.....	4
1.5.3 Predimensionamiento.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	5
2.2. Bases Teóricas	10
2.2.1. Generalidades del acero estructural.....	10
2.2.1.1. Fabricación de acero.....	10
2.2.1.2. Clasificación del acero según su composición.....	17
2.2.1.2.1. Aceros de alta resistencia y baja aleación.....	17
2.2.1.2.2. Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica.	17
2.2.1.3. Ventajas del acero estructural.....	20
2.2.1.4. Desventajas del acero estructural	22
2.2.1.5. Propiedades físico-mecánicas del acero estructural	24
2.2.2. Generalidades de las estructuras compuestas de acero y concreto	29
2.2.2.1. Ventajas de las secciones compuestas de acero y concreto	29
2.2.2.2. Desventajas de las secciones compuestas de acero y concreto	30

2.2.2.3.	Condición de acción simultánea en las secciones compuestas	31
2.2.2.4.	Conectores de corte	32
2.2.3.	Diafragmas rígidos y flexibles.....	34
2.2.4.	Diseño estructural	36
2.2.4.1.	Estados límite.....	36
2.2.4.2.	Diseño con factores de carga y resistencia-LRFD	37
2.2.4.3.	Diseño por esfuerzos admisibles-ASD	37
2.2.4.4.	Combinaciones de carga.....	38
2.2.4.5.	Factores de seguridad y de reducción	40
2.2.5.	Normativas	43
2.2.6.	Armaduras reticuladas de acero.....	44
2.2.7.	Componentes del techo metálico	49
2.2.8.	Vigas principales	51
2.2.8.1.	Armaduras.....	51
2.2.8.2.	Vigas de alma abierta	54
2.2.8.3.	Vigas de alma llena	56
2.2.9.	Correas de techo	57
2.2.9.1.	Perfiles laminados	57
2.2.9.2.	Vigas espaciales	57
2.2.10.	Cubiertas de techo	58
2.2.11.	Conexiones	58
2.2.11.1.	Conexión atornillada.....	58
2.2.12.	Apoyos	61
2.2.13.	Tensores	63
2.2.14.	Arriostramientos	65
2.2.15.	Diseño de armaduras reticuladas de acero	67
2.2.16.	Estructuras compuestas de entrepiso	67
2.2.16.1.	Sistema de placa colaborante acero Deck.....	67
2.2.16.2.	Componentes del sistema de placa colaborante acero Deck.....	71
2.2.16.3.	Diseño del sistema de placa colaborante.....	77
2.2.16.3.1.	Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto.....	77
2.2.16.3.2.	Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles.....	78
2.2.16.3.3.	Diseño por flexión en el sistema compuesto método de esfuerzos admisibles	81
2.2.16.3.4.	Cálculo del módulo de sección para el sistema compuesto	81
2.2.16.3.5.	Diseño por flexión método de la resistencia última	88
2.2.16.3.6.	Diseño por fuerza cortante.....	89
2.2.16.3.7.	Diseño por temperatura	90
2.2.16.3.8.	Deflexiones admisibles en el sistema compuesto.....	90
2.2.16.4.	Diseño de viga compuesta intermedia para el sistema acero Deck..	93
2.2.16.4.1.	Deflexiones antes que el concreto haya endurecido.....	95

2.2.16.4.2. Diseño por flexión	97
2.2.16.4.3. Diseño por cortante.....	103
2.2.16.4.4. Diseño de conectores de corte para el sistema acero Deck	103
2.2.17.5. Sistema de viguetas metálicas prefabricadas Vigacero	106
2.2.17.6. Componentes del sistema de viguetas metálicas prefabricadas Vigacero	113
2.2.17.7. Diseño del sistema Vigacero.....	118
2.2.17.7.1. Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto.....	118
2.2.17.7.4. Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles.....	118
2.2.17.7.3. Diseño por flexión método de los esfuerzos admisibles como sección compuesta.....	119
2.2.17.7.4. Diseño por flexión método de la resistencia última	121
2.2.17.7.5. Diseño por fuerza cortante.....	122
2.2.17.7.6. Diseño por temperatura	123
CAPÍTULO III: ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL PROYECTO	124
3.1. Descripción del Proyecto.....	124
3.2. Arquitectura del Proyecto	125
3.3. Configuración Estructural.....	130
3.3.1. Estructuración del esqueleto estructural.....	130
3.3.2. Estructuración de losas compuestas de entrepiso	132
3.3.3.1. Estructuración de losas compuestas con placa colaborante acero Deck	133
3.3.3.1. Estructuración de losas compuestas con viguetas metálicas Vigacero	134
3.3.3. Estructuración sistemas de techado con armaduras reticuladas.....	134
3.3.3.1. Estructuración de armadura reticulada con configuración de caída a dos aguas.....	135
3.2.3.2 Estructuración armadura reticulada con configuración de caída a cuatro aguas	147
3.4. Predimensionamiento.....	157
3.4.1. Predimensionamiento del esqueleto estructural.....	158
3.4.1.1. Predimensionamiento de columnas de concreto armado	158
3.4.1.2. Predimensionamiento de vigas de concreto armado	160
3.4.2. Predimensionamiento de losas compuestas de entrepiso.....	162
3.4.2.1. Predimensionamiento de losas compuestas con viguetas metálicas Vigacero	162
3.4.2.2. Predimensionamiento de losas compuestas con placa colaborante acero Deck	164

3.4.3.	Predimensionamiento de los techados con armaduras reticuladas de acero	167
3.4.3.1.	Predimensionamiento de la armadura reticulada con caída a dos aguas	167
3.4.3.2.	Predimensionamiento de la armadura reticulada con caída a cuatro aguas	168
3.4.4.	Verificación de la rigidez del esqueleto estructural por análisis sísmico (Derivas)	169
3.4.5.	Verificación sísmica para elementos no estructurales del tercer nivel (columnas).....	175
CAPÍTULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL.....		180
4.1.	Diseño de Losas Compuestas de Entrepiso	180
4.1.1.	Diseño del sistema de placa colaborante Steel Deck.....	180
4.1.1.1.	Diseño de la losa compuesta	180
4.1.1.2.	Viga compuesta intermedia.....	208
4.1.1.3.	Diseño de conectores de corte en la viga	216
4.1.1.4.	Diseño de apoyos en la viga	220
4.1.2.	Diseño del sistema de viguetas metálicas Vigacero.....	230
4.1.3.	Diseño del sistema de losas aligeradas con vigas intermedias de concreto	256
4.1.3.1	Diseño de la losa aligerada	257
4.1.3.2	Diseño de la viga intermedia de concreto.....	262
4.2.	Diseño de Techados con Armaduras Reticuladas de Acero	270
4.2.1.	Diseño de la armadura reticulada con configuración de caída a dos aguas	270
4.2.1.1.	Armadura Principal.....	270
4.2.1.2.	Viguetas	326
4.2.1.1.	Arriostres.....	349
4.2.2.	Diseño de la armadura reticulada con configuración de caída a cuatro aguas	353
4.2.2.1.	Armadura Principal.....	353
4.2.2.2.	Vigas Intermedias	387
4.2.2.3.	Viguetas	442
4.2.2.4.	Arriostres.....	454
CONCLUSIONES.....		459
RECOMENDACIONES		463
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		464

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Proceso siderúrgico del acero.	11
Figura 2	Fundición en alto horno.	12
Figura 3	Fundición en horno de arco eléctrico.	13
Figura 4	Proceso de vaciado continuo.	14
Figura 5	Representación esquemática del proceso de laminado.	15
Figura 6	El efecto de la temperatura sobre el esfuerzo de fluencia del acero.	23
Figura 7	Espécimen de acero ensayado.	24
Figura 8	Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria.	25
Figura 9	Diagrama esfuerzo vs deformación idealizado.	26
Figura 10	Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria para distintos tipos de aceros.	27
Figura 11	Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta.	31
Figura 12	Mecanismos de transmisión de esfuerzos.	32
Figura 13	Tipos de conectores de corte.	33
Figura 14	Colocación de pernos soldados sobre el ala de una viga de acero.	34
Figura 15	Comportamiento de un diafragma rígido.	35
Figura 16	Comportamiento de un diafragma flexible.	36
Figura 17	Perfiles estructurales formados en frío.	48
Figura 18	Perfiles de superficie formados en frío.	49
Figura 19	Componentes de las estructuras de techo metálicas y sus configuraciones más usadas.	50
Figura 20	Techos con estructura a base de elementos metálicos.	51
Figura 21	Partes de una armadura.	52
Figura 22	Armaduras comunes en techos.	53
Figura 23	Viga de acero de alma abierta.	55
Figura 24	Cuerdas de una viga de alma abierta.	55
Figura 25	Viga de alma llena de sección constante tipo I.	56
Figura 26	Correa laminado tipo "C".	57
Figura 27	Detalle Polín espacial.	58
Figura 28	Tipos y distribución de esfuerzos en las soldaduras.	60
Figura 29	Vigas de techo embebidas en los elementos de apoyo.	61
Figura 30	Detalle de estructura de techo con unión por medio de placa.	62
Figura 31	Detalle de estructura de techo con unión por medio de placa.	62
Figura 32	Apoyo deslizante.	63
Figura 33	Cargas sobre la vigueta.	64
Figura 34	Viguetas de techos tipo C con tensores.	64
Figura 35	Pandeo de vigas de techo sin soporte lateral.	65
Figura 36	Soporte lateral en vigas de techo.	66
Figura 37	Arrostramiento diagonal con correas no conectados.	67
Figura 38	Sección típica del sistema de losa con placa colaborante.	69
Figura 39	Sistema de placa colaborante apoyado en vigas de concreto.	69
Figura 40	Sistema de placa colaborante apoyado en vigas de concreto.	70
Figura 41	Sistema de placa colaborante apoyado en vigas metálicas.	70
Figura 42	Sistema de placa colaborante apoyado en vigas metálicas.	71
Figura 43	Tipos de placa.	73
Figura 44	Tope de borde y sus dimensiones.	74
Figura 45	Tope de cierre y sus dimensiones.	75
Figura 46	Conector Nelson Stud, dimensiones y propiedades.	76

Figura 47 Conector Nelson Stud uniendo placa colaborante y viga metálica.....	76
Figura 48 Condición en diferentes números de tramos.....	77
Figura 49 Condición en un solo tramo.....	79
Figura 50 Condición en dos tramos.....	79
Figura 51 Condición para tres tramos.....	80
Figura 52 Sección transformada agrietada.....	85
Figura 53 Idealización de la sección transformada agrietada.....	86
Figura 54 Sección transformada no agrietada.....	87
Figura 55 Área contribuyente resistente al corte.....	89
Figura 56 Tramo simplemente apoyado.....	91
Figura 57 Tramos continuos simplemente apoyados.....	91
Figura 58 Pandeo lateral torsional en vigas W, unidas a una placa colaborante.....	94
Figura 59 Placa metálica apoyada paralela y perpendicularmente a la viga metálica.....	95
Figura 60 Viga compuesta con medidas representativas.....	96
Figura 61 Casos de distribución de esfuerzos en una viga compuesta en estado plástico.....	99
Figura 62 Distribución de esfuerzos cuando el ENP está ubicado en la losa.....	101
Figura 63 Número de conectores distribuidos entre el momento positivo máximo y momento cero.....	104
Figura 64 Isométrico de la losa aligerada con Vigacero.....	107
Figura 65 Instalación de losa aligerada con Vigacero.....	107
Figura 66 Conexión vigueta con viga de concreto.....	108
Figura 67 Sección transversal de la losa aligerada con Vigacero.....	108
Figura 68 Vigueta de acero galvanizado.....	113
Figura 69 Tipos de casetones para el sistema Vigacero.....	116
Figura 70 Sección transversal de una losa de 20 cm.....	117
Figura 71 Vista inferior - vigueta de costura.....	117
Figura 72 Vigueta de costura sección transversal.....	118
Figura 73 Sección Fisurada Vigacero.....	119
Figura 74 Sección Fisurada Vigacero.....	121
Figura 75 Retiro total de bloquetas.....	122
Figura 76 Retiro alternado de bloquetas.....	123
Figura 77 Ubicación del proyecto (a) Ubicación departamental (b) Ubicación provincial (c) Ubicación distrital.....	124
Figura 78 Arquitectura-elevación frontal primera alternativa-techado a dos aguas...	126
Figura 79 Arquitectura-elevación frontal segunda alternativa-techado a cuatro aguas.....	126
Figura 80 Arquitectura-elevación lateral primera alternativa-techado a dos aguas...	127
Figura 81 Arquitectura-elevación lateral segunda alternativa-techado a cuatro aguas.....	127
Figura 82 Arquitectura-planta del primer nivel.....	128
Figura 83 Arquitectura-planta del segundo nivel.....	128
Figura 84 Arquitectura-planta del tercer nivel.....	129
Figura 85 Arquitectura-planta primera alternativa-techado a dos aguas.....	129
Figura 86 Arquitectura-planta segunda alternativa-techado a cuatro aguas.....	130
Figura 87 Dirección de las losas en el sistema de placa colaborante acero Deck. ...	133
Figura 88 Dirección de las losas en el sistema Vigacero.....	134
Figura 89 Planta arquitectura y estructuras-primera alternativa caída a dos aguas..	136

Figura 90 Elevación arquitectura y estructuras-primera alternativa caída a dos aguas	137
Figura 91 Geometría y partes del Tijeral TJ-1	138
Figura 92 Geometría y partes del Tijeral TJ-2.....	139
Figura 93 Trabajo estructural del Tijeral TJ-2.....	139
Figura 94 Ubicación tijerales-vista planta	140
Figura 95 Dimensiones-tijeral TJ-1.....	141
Figura 96 Dimensiones-tijeral TJ-2.....	142
Figura 97 Ficha técnica de la cobertura.	143
Figura 98 Ubicación viguetas-vista planta.....	144
Figura 99 Dimensiones-vigueta típica VT-1.....	145
Figura 100 Ubicación arriostres diagonales-vista planta	145
Figura 101 Ubicación tensores-vista planta	146
Figura 102 Ubicación de los tensores en la vigueta	146
Figura 103 Planta arquitectura y estructuras-segunda alternativa caída a cuatro aguas	147
Figura 104 Elevación arquitectura y estructuras-segunda alternativa caída a cuatro aguas	148
Figura 105 Ubicación tijerales-vista planta.....	149
Figura 106 Dimensiones-tijeral TJ-2.....	150
Figura 107 Viga principal VI-1	151
Figura 108 Viga intermedia VI-2.....	152
Figura 109 Ubicación vigas principales-vista planta.....	153
Figura 110 Ubicación y estructuración de viguetas-vista planta.....	154
Figura 111 Dimensiones-Vigueta típica VT-1.....	154
Figura 112 Dimensiones-vigueta típica VT-1.....	155
Figura 113 Dimensiones-vigueta típica VT-1.....	155
Figura 114 Ubicación arriostres diagonales-vista planta	156
Figura 116 Espectro de respuesta según la E030-2016.	171
Figura 124 Diagrama de fuerzas cortantes-carga última.....	190
Figura 125 Diagrama de momento flector-CARGA última.....	190
Figura 126 Sección de la losa compuesta.....	191
Figura 127 Vigueta trapezoidal.....	191
Figura 128 Vigueta rectangular equivalente.....	192
Figura 129 Diagrama de momento flector-carga de servicio.....	201
Figura 130 Ubicación de la plancha de unión y conexiones vista isométrica.	220
Figura 131 Ubicación de la plancha de unión y conexiones.....	221
Figura 133 Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.	224
Figura 134 Longitudes de corte y de tracción en los ángulos.	226
Figura 135 Diseño final del sistema de placa colaborante acero Deck.	230
Figura 136 Diagrama de fuerza cortante-carga última.	239
Figura 137 Diagrama de momento flector-arga última.	239
Figura 138 Vigueta en el sistema Vigacero.....	240
Figura 139 Sección resistente al corte con retiro alternado de bloquetas.	245
Figura 141 Diseño final del sistema de viguetas metálicas Vigacero.	256
Figura 142 Diagrama de momento flector-carga última.	258
Figura 143 Diagrama de fuerzas cortante-carga última	258
Figura 144 Diagrama de momento flector-carga última.	264
Figura 145 Diagrama de fuerzas cortantes-carga última.....	264

Figura 146	Diseño final del sistema de viguetas metálicas Vigacero.	269
Figura 147	Nodos ubicados en el tijeral.	270
Figura 148	Área tributaria del nodo central en el tijeral.	271
Figura 149	Carga muerta en el tijeral.	275
Figura 150	Carga viva en el tijeral.	275
Figura 151	Carga de viento combinación 1.	275
Figura 152	Carga de viento combinación 2.	276
Figura 153	Envolvente de fuerzas críticas en la armadura.	277
Figura 154	Reacciones críticas en los apoyos de la armadura.	278
Figura 155	Longitudes sin arriostre de la brida superior.	279
Figura 156	Sección de la brida superior.	280
Figura 157	Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida superior...	283
Figura 158	Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.	289
Figura 159	Ubicación de la plancha de unión y conexiones.	290
Figura 160:	Detalle de plancha de unión y conexiones.	291
Figura 161	Cortante en la plancha de unión – eje longitudinal.	291
Figura 162	Cortante en plancha de unión – eje transversal.	293
Figura 163	Longitudes sin arriostre de la brida inferior.	295
Figura 164	Sección de la brida inferior.	296
Figura 165	Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida inferior....	297
Figura 166	Longitudes sin arriostre del montante.	301
Figura 167	Sección del montante.	302
Figura 168	Longitudes sin arriostre del montante.	305
Figura 169	Sección de la diagonal.	306
Figura 170	Configuración de la cartela.	311
Figura 171	Configuración de la cartela y medidas.	312
Figura 172	Diseño final de la cartela CR-1 (Brida Inferior).	321
Figura 173	Diseño final de la cartela CR-2 (Brida Inferior).	321
Figura 174	Diseño final de la cartela CR-3 (brida superior).	322
Figura 175	Diseño final de la cartela CR-4 (brida superior).	322
Figura 176	Diseño final de la cartela CR-5 (Brida Superior).	323
Figura 177	Ubicación de la placa de unión y conexiones de la armadura.	324
Figura 178	Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.	325
Figura 179	Ancho tributario de una vigueta típica.	327
Figura 180	Eje de carga de viento.	328
Figura 181	Carga muerta en la vigueta.	329
Figura 182	Carga viva en la vigueta.	329
Figura 183	Carga de viento en la vigueta.	329
Figura 184	Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta.	330
Figura 185	Longitudes sin arriostre de la brida superior.	331
Figura 186	Sección de la brida superior.	333
Figura 187	Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida inferior....	335
Figura 188	Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.	340
Figura 189	Longitudes sin arriostre de la brida inferior.	342
Figura 190	Longitudes sin arriostre de la brida inferior.	343
Figura 191	Longitudes sin arriostre de las diagonales.	345
Figura 192	Sección de la diagonal.	346

Figura 193	Área tributaria de los arriostres.	349
Figura 194	Carga de viento sobre el sistema de arriostres.	351
Figura 195	Envolvente de fuerzas críticas en el sistema de arriostres.....	351
Figura 196	Sección del arriostre.....	352
Figura 197	Nodos ubicados en el tijeral.	353
Figura 198	Área tributaria de los nodos en el tijeral.	354
Figura 199	Carga muerta en el tijeral.	358
Figura 200	Carga viva en el tijeral.....	358
Figura 201	Carga de viento combinación 1.....	358
Figura 202	Carga de viento combinación 2.....	359
Figura 203	Envolvente de fuerzas críticas en la armadura.	360
Figura 207	Longitudes sin arriostre del montante.	367
Figura 208	Sección del montante.....	368
Figura 209	Configuración de la cartela.....	373
Figura 210	Configuración de la cartela y medidas.	373
Figura 211	Diseño final de la cartela CR-1 (brida inferior).	382
Figura 212	Diseño final de la cartela CR-2 (brida inferior).	382
Figura 213	Diseño final de la cartela CR-3 (brida superior).	383
Figura 214	Diseño final de la cartela CR-4 (brida superior).	383
Figura 215	Diseño final de la cartela CR-5 (brida superior).	384
Figura 216	Ubicación de la placa de unión y conexiones de la armadura.....	385
Figura 217	Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.	386
Figura 218	Nodos ubicados en la viga.	388
Figura 219	Área tributaria de cada nodo en la viga.....	388
Figura 220	Carga muerta en la viga.	392
Figura 221	Carga viva en la viga.....	392
Figura 222	Carga de viento en la viga.....	392
Figura 223	Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta.	394
Figura 224	Longitudes sin arriostre de la brida superior.	395
Figura 225	Longitudes sin arriostre de la brida superior.	397
Figura 226	Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida superior...	400
Figura 227	Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.	405
Figura 228	Longitudes sin arriostre de la brida inferior.	406
Figura 229	sección de la brida inferior.	408
Figura 230	Longitudes sin arriostre de las diagonales.	410
Figura 231	Sección de la diagonal.	412
Figura 232	Nodos ubicados en la viga.	415
Figura 233	Área tributaria de los nodos en la viga.	416
Figura 234	Carga muerta en la viga.	420
Figura 235	Carga viva en la viga.....	420
Figura 236	Carga de viento en la viga.....	420
Figura 237	Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta.	422
Figura 238	Longitudes sin arriostre de la brida superior.	424
Figura 239	Sección de la brida superior.....	425
Figura 240	Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida superior...	428
Figura 241	Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.	433
Figura 242	Longitudes sin arriostre de la brida inferior.	435

Figura 243 Sección de la brida inferior.....	436
Figura 244 Longitudes sin arriostre de las diagonales.	438
Figura 245 Sección de la diagonal.	440
Figura 246 Ancho tributario de una vigueta típica.	443
Figura 247 Ancho tributario de una vigueta típica.	444
Figura 248 Eje de carga de viento.....	446
Figura 249 Carga muerta en la vigueta.	447
Figura 250 Carga viva en la vigueta.	447
Figura 251 Carga de viento en la vigueta.....	447
Figura 252 Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta VT-1.....	448
Figura 253 Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta VT-2.....	448
Figura 254 Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta VT-3.....	449
Figura 255 Carga de viento sobre el sistema de arriostres combinación 1.	455
Figura 256 Carga de viento sobre el sistema de arriostres combinación 2.	456
Figura 257 Envolvente de fuerzas críticas en el sistema de arriostres.....	457
Figura 258 Sección del arriostre.....	458

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Elementos y su efecto en las propiedades del acero.	16
Tabla 2 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales	19
Tabla 3 Valores del factor de reducción resistencia para miembros de acero y sus conexiones.	40
Tabla 4. Valores del factor de resistencia para miembros de concreto armado	41
Tabla 5 Valores del coeficiente de seguridad para miembros de acero y sus conexiones	42
Tabla 6 Secciones de acero comunes en techos	46
Tabla 7. Usos de los diferentes tipos de techos según la luz libre	54
Tabla 8 Valores de Rg y Rp para conectores instalados en placas colaborantes.	105
Tabla 9 Ventajas técnicas y funcionales del sistema Vigacero sobre otros sistemas	110
Tabla 10 Comparación de resistencia con otros sistemas de viguetas prefabricadas	111
Tabla 11 Ventajas económicas del sistema vigacero sobre otros sistemas.....	112
Tabla 12 Propiedades mecánicas de la vigueta	114
Tabla 13 Propiedades físicas del casetón de EPS en el sistema vigacero.	115
Tabla 14 Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	132
Tabla 15. Valores para el predimensionamiento de una columna.....	158
Tabla 16 Valores para el predimensionamiento de la columna interna.	159
Tabla 17 Valores para el predimensionamiento de la columna esquinera.	159
Tabla 18 Valores para el predimensionamiento de la columna extrema.	160
Tabla 19 Carga última para diseño de viguetas espaciadas cada 69 cm.....	163
Tabla 20 Dimensiones de losa definidas según su luz.....	164
Tabla 21 Dimensiones del perfil W 8x48	165
Tabla 22 Dimensiones de losa definidas según su luz y sobrecarga admisible	166
Tabla 23 Cuadro de comprobación de derivas del primero y segundo nivel.	175
Tabla 24: Valores de C.....	176
Tabla 25: Pesos de los elementos no estructurales.	176
Tabla 26 Comprobación de derivas en columna A-2 del tercer nivel.	177
Tabla 27 Propiedades de la placa metálica.	180
Tabla 28 Cargas aplicadas a cada etapa de diseño de la losa compuesta	181
Tabla 29 Metrado de la losa compuesta-cargas con el concreto no endurecido.....	182
Tabla 30 Cálculo de deflexiones en el sistema no compuesto.	183
Tabla 31 Cálculo de esfuerzos en el sistema no compuesto	188
Tabla 32 Metrado de la losa compuesta, carga última.	189
Tabla 33 Cálculo de refuerzo positivo en el sistema compuesto.....	196
Tabla 35 Corte de acero negativo y positivo en la losa con el sistema acero Deck. .	198
Tabla 36 Cálculo de fuerza cortante en el sistema compuesto.	200
Tabla 37 Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.	205
Tabla 38 Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.	208
Tabla 39: Propiedades del perfil de acero.	209
Tabla 40 Cargas aplicadas a cada etapa de diseño de la viga compuesta.....	209
Tabla 41 Metrado de viga compuesta, cargas con el concreto no endurecido.....	210
Tabla 42 Metrado de viga compuesta, carga última.....	211
Tabla 43 Comprobación de esbeltez de la viga W 8x48.	212
Tabla 44: Propiedades de la vigueta vigacero.....	231

Tabla 45 Cargas aplicadas a cada etapa de diseño de la losa.	232
Tabla 46 Pesos de los componentes de losa por m ² @ 69cm - t=35cm.....	233
Tabla 47 Metrado de la losa compuesta cargas con el concreto no endurecido.	233
Tabla 48 Cálculo de deflexiones en el sistema no compuesto.	235
Tabla 49 Cálculo de esfuerzos en el sistema no compuesto.	237
Tabla 50 Metrado de la losa compuesta, carga última.....	238
Tabla 51 Cálculo de refuerzo negativo en el sistema compuesto.	243
Tabla 52 Cálculo de refuerzo positivo en el sistema compuesto.	243
Tabla 53 Corte de acero negativo y positivo en la losa con el sistema vigacero.....	244
Tabla 54 Cálculo de fuerza cortante en el sistema compuesto.	247
Tabla 55 Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.	252
Tabla 56 Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.	255
Tabla 58 Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.	259
Tabla 59 Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.	260
Tabla 60 Corte de acero negativo y positivo en la losa aligerada.	261
Tabla 61 Cálculo de fuerza cortante en la losa aligerada.....	262
Tabla 62 Metrado de viga intermedia de concreto-carga última.....	263
Tabla 63 Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.	265
Tabla 64 Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.	265
Tabla 65 Corte de acero negativo y positivo en la viga intermedia de concreto.....	266
Tabla 66 Cálculo de fuerza cortante en la losa aligerada.....	268
Tabla 67 Metrado de cargas por m ² para las armaduras principales.....	271
Tabla 68 Metrado de cargas de gravedad en la armadura principal en cada nodo...	272
Tabla 69 Metrado de cargas de viento en la armadura principal en cada nodo.	274
Tabla 70 Cargas críticas en la armadura principal.	278
Tabla 71 Reacciones críticas en la armadura principal.	279
Tabla 72 Comprobación de esbeltez d la brida superior.	281
Tabla 73 Comprobación de esbeltez del montante.	303
Tabla 74 Cargas críticas en la cartela.	310
Tabla 75 Secciones de los componentes de la armadura principal.....	311
Tabla 76 Metrado de cargas de gravedad en las viguetas.....	327
Tabla 77 Metrado de cargas de viento en las viguetas.	328
Tabla 78 Cargas críticas en la vigueta.	331
Tabla 79 Comprobación de esbeltez de la brida superior.	333
Tabla 80 Metrado de cargas de viento en los arriostres.....	350
Tabla 81 Metrado de cargas por m ² para las armaduras principales.....	355
Tabla 82 Metrado de cargas de gravedad en la armadura principal en cada nodo...	355
Tabla 83 Metrado de cargas de viento en la armadura principal en cada nodo.	357
Tabla 84 Cargas críticas en la armadura principal.	361
Tabla 85 Reacciones críticas en la armadura principal.	362
Tabla 86 Comprobación de esbeltez del montante.	365
Tabla 87 Cargas críticas en la cartela.	372
Tabla 88 Secciones de los componentes de la armadura principal.....	372
Tabla 89 Metrado de cargas de gravedad en la viga VI-1.....	389
Tabla 90 Metrado de cargas de gravedad en la viga intermedia VI-1 en cada nodo.	389
Tabla 91 Metrado de cargas de viento en la viga intermedia VI-1 en cada nodo.	391
Tabla 92 Cargas críticas en la viga intermedia VI-1.	395
Tabla 93 Comprobación de esbeltez de la brida superior	398
Tabla 94 Metrado de cargas de gravedad en la viga VI-2.....	416

Tabla 95	Metrado de cargas de gravedad en la viga intermedia VI-2 en cada nodo.	417
Tabla 96	Metrado de cargas de viento en la viga intermedia VI-1 en cada nodo.	419
Tabla 97	Cargas críticas en la viga intermedia VI-2.	423
Tabla 98	Comprobación de esbeltez de la brida superior.	426
Tabla 99	Metrado de cargas de gravedad en las viguetas.	445
Tabla 100	Metrado de cargas de viento en las viguetas.	446
Tabla 101	Cargas críticas en las viguetas.	449
Tabla 102	Diseño de la brida superior de las viguetas.	450
Tabla 103	Diseño de la brida inferior de las viguetas.	450
Tabla 104	Diseño de la diagonal de las viguetas.	453
Tabla 105	Cargas de viento en los arriostres-Combinación 1.	454
Tabla 106	Cargas de viento en los arriostres-Combinación 2.	454
Tabla 107	Pesos de los sistemas de entepiso	459
Tabla 108	Costo del sistema losa aligerada.	460
Tabla 109	Costo del sistema Vigacero.	461
Tabla 110	Costo del sistema Steel Deck.	461

INTRODUCCIÓN

En la construcción, el concreto armado es el material de preferencia a nivel nacional y mundial, sin embargo, existe actualmente un gran desafío para la ingeniería civil cuando se deben cubrir ambientes con luces grandes, tales como almacenes, salas de usos múltiples, mercados, naves industriales, teatros y coliseos. Con grandes luces, el concreto debido a su peso se ve limitado, en cambio, el acero estructural debido a sus propiedades físicas permite cubrir grandes luces con elementos de bajo peso, con la desventaja de que tiene baja resistencia al fuego, lo cual puede ser contrarrestable, también existen alternativas compuestas de acero estructural y concreto armado que por lo general complementan bien sus propiedades físicas y permiten desarrollar elementos aún más rígidos y resistentes.

Por lo anterior, la tesis tiene como objetivo diseñar estructuralmente alternativas de entresijos de luces grandes con estructuras metálicas para un edificio de tres niveles de uso de oficinas, cuyos piso- techo tienen 7.6 m de luces libres; y en el último nivel, el techo de un auditorio con 20 m de luz libre. En el entresijo se usaron, el sistema Steel Deck de placas colaborantes y el sistema Vigacero de viguetas metálicas. Mientras que para los techos metálicos se usaron unos techos a dos aguas y otro a cuatro aguas, ambos de armaduras reticuladas. Además, es necesario aclarar que los techos planteados deben ser construidos en un esqueleto estructural que garantice seguridad y funcionalidad ante cargas de gravedad y sismo, para no llegar a los estados límites últimos y de servicio. Por tal motivo se incluye el Capítulo III referido a la Arquitectura y Configuración Estructural, una verificación sísmica del esqueleto estructural.

La tesis comprende los siguientes capítulos: capítulo I. Planteamiento del estudio, donde se explicará los motivos de la realización de esta investigación y la metodología general de trabajo, capítulo II. Marco teórico, se exponen los conceptos sobre acero y secciones compuestas más importantes para el entendimiento del proceso de diseño estructural, capítulo III. Arquitectura y configuración del proyecto, se muestra la verificación sísmica del esqueleto estructural y el proceso de conceptualización geométrica, configuración estructural y predimensionamiento de los

elementos estructurales, capítulo IV. Diseño estructural, se muestra el metrado, análisis y diseño estructural de las alternativas presentadas para entrepiso y techado.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1 Planteamiento y Formulación del Problema

1.1.1 Planteamiento del problema

Para la construcción de infraestructuras de la ingeniería civil existen diversos materiales estructurales, sin embargo, el concreto armado es el material de preferencia a nivel mundial, no es la excepción el Perú, que actualmente cuenta con un gran crecimiento en la demanda de infraestructuras de concreto armado. Sin embargo, existe un gran desafío para la ingeniería civil con respecto a cuándo se deben cubrir ambientes con luces grandes, tales como almacenes, salas de usos múltiples, mercados, naves industriales, teatros y coliseos, lo cual es corroborado por Bozzo (1), quien manifestó lo siguiente: “En las grandes luces, el hormigón armado (concreto armado) tiene la desventaja de su peso excesivo, lo que le dificulta y limita [...] La baja resistencia por unidad de peso de hormigón conduce a miembros no muy ligeros” (3), “Esto se vuelve muy importante en estructuras de grandes luces donde el gran peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flectores actuante”.

Existen otras alternativas tales como las siguientes: 1) el concreto pretensado que presenta dimensiones equivalentes al 50% que las que presenta el concreto armado, pero exhibe un mal comportamiento estructural reflejado en los siguientes aspectos: falla frágil, baja resistencia al fuego, y baja disponibilidad de mano de obra calificada en el mercado; 2) estructuras laminares que pueden cubrir grandes luces con superficies curvas y espesores mínimos de concreto, pero su uso está limitado solamente a techados, mas no entresijos, además “Las cargas deben ser en lo posible uniformemente distribuidas y no presentar variaciones bruscas en la superficie” (2); 3) estructuras de acero que permiten cubrir grandes luces con elementos de bajo peso, con la desventaja de que tiene baja resistencia al fuego, lo cual puede ser contrarrestable, y 4) alternativas compuestas por acero estructural y concreto armado que por lo general complementan bien sus propiedades físicas.

Después de analizar las opciones que anteceden se decide plantear el presente tema de tesis con sistemas de techado y entresijos con estructuras metálicas y con estructuras compuestas (concreto armado y acero estructural), lo cual se fundamenta en las bondades que tienen estos sistemas tal como se detalla a continuación.

El acero estructural tiene bajo peso y gran ductilidad, lo que le permite soportar grandes pesos e incursionar con grandes deformaciones en estado inelástico. Además, la facilidad de darle diversas formas permite fabricar perfiles con secciones transversales de gran inercia; debido al alto valor de su módulo de elasticidad, presenta gran resistencia y rigidez a todo tipo de esfuerzos: compresión, tracción, flexión, corte, torsión, flexocompresión; además al crear secciones compuestas junto con el concreto armado hace que aumente aún más su rigidez y puedan desarrollarse elementos aún más resistentes. Con la posibilidad de contrarrestar su baja resistencia al fuego incorporando un sistema contraincendios, lo cual se puede lograr según Ascencio (3):“Con la colocación en un falso techo o proyección de un protector ignífugo en la cara inferior de la losa”, todas estas cualidades juntas hacen del acero un material estructural de uso imprescindible en techos o entresijos de luces grandes.

1.1.2 Formulación del problema

A) Problema general

¿Cómo realizar el diseño estructural de las alternativas planteadas para techo y entresijo con estructuras metálicas en un edificio de tres niveles para uso de oficina ubicado en el distrito de El Tambo?

B) Problemas específicos

- ¿Cuál será la configuración geométrica y estructuración para cada alternativa planteada?
- ¿Cuáles serán los efectos que produzcan las cargas gravitacionales y no temporales relacionadas a fenómenos naturales (viento, sismo, lluvia y granizo) en el sistema planteado para cada alternativa?
- ¿Qué características (diseño) deberá tener el sistema estructural en cada alternativa?

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Diseñar estructuralmente las alternativas propuestas de techado y entrepiso con estructuras metálicas en un edificio de tres niveles para uso de oficinas, ubicadas en la ciudad de Huancayo, distrito de El Tambo.

1.2.2 Objetivos específicos

- Estructurar el sistema de techado o entrepiso para cada alternativa.
- Analizar la estructura por cargas gravitacionales, cargas accidentales y sus efectos correspondientes.
- Diseñar los elementos estructurales que componen la estructura de techado o entrepiso para cada alternativa.

1.3 Alcance de la investigación

La investigación detalla los aspectos referentes a la estructuración, análisis y diseño de las alternativas de techo y entrepiso con estructuras metálicas, así como también vigas de soporte, aplicadas en ambientes con luces grandes en un edificio de 3 pisos ubicado en el distrito de El Tambo, Huancayo. Esto sin incluir el diseño de la cimentación ni de columnas de concreto armado que componen la estructura de soporte.

1.4 Justificación e importancia

La motivación personal para realizar este trabajo de investigación es conocer a profundidad el comportamiento de estructuras metálicas y compuestas, aplicando de esta manera los conocimientos brindados en los cursos de pregrado. Con este trabajo se pretende lograr una consolidación de conocimientos en estos temas y así también tener la capacidad de diseñar estructuras de este tipo con el fin de proyectarlas y ejecutarlas en la región centro del país.

Este trabajo de investigación también se realiza con la intención de promover el uso eficiente de otras alternativas en sistemas constructivos de techado y entrepiso con estructuras metálicas. De esta manera se busca optimizar la etapa de diseño ante las diversas solicitudes que pueda presentar una edificación, como la de tener espacios continuos libres de grandes dimensiones y de promover la correcta elección de sistemas constructivos en estos casos.

Es la intención el realizar un proyecto que contenga el procedimiento para la estructuración, análisis y diseño detallado, que pueda servir de guía para profesionales y estudiantes de ingeniería civil y afines, y así poder mejorar el desempeño de sus funciones académicas y profesionales. Y finalmente de dar origen al surgimiento de nuevas ideas en la línea de investigación estructural desarrollada a continuación que, a pesar de ya ofrecer alternativas diversas, aún se encuentra en etapa primaria de desarrollo en el país.

1.5 Metodología de trabajo

Para desarrollar el diseño del proyecto se siguieron los siguientes pasos:

1.5.1 Recolección de datos

Plano arquitectónico: Definir distribución de espacios, tanto en planta como en elevación.

1.5.2 Configuración estructural

Se definirá la ubicación de elementos vigas y columnas del esqueleto estructural, dirección de las viguetas de losas de entrepiso y concepción geométrica del techado metálico para ambas alternativas; todo esto de acuerdo con la ubicación geográfica y características arquitectónicas de la edificación.

1.5.3 Predimensionamiento

Se asignarán dimensiones previas a cada elemento estructural, según las recomendaciones y estimaciones de diversos autores.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

En la investigación “Análisis técnico y económico de losas de entrecimso”, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura”, el estudio aportó una descripción técnica del sistema de losa con viguetas prefabricadas de acero y poliestireno, también la presentó una descripción técnica y análisis del comportamiento estructural del sistema de losa con placa colaborante. Además, la investigación planteó para el sistema de losa con placa colaborante dos hipótesis de análisis una como losa continua sobre apoyos múltiples y otro de losa con luces simplemente apoyadas, también luces máximas alcanzables para este, basándose en el análisis del diseño de la lámina colaborante y el concreto como unidad compuesta y el diseño de la lámina colaborante como encofrado (4).

La tesis titulada “Diseño estructural de un auditorio de estructuras metálicas”, en la Facultad de ingeniería de la Universidad de Piura nos proporciona una forma simplificada de predimensionar y diseñar diversos elementos de acero, así como nos da una idea de las diferencias entre los efectos de las diferentes cargas en estructuras livianas. También, se presentan recomendaciones que deberán tenerse en cuenta en el proceso constructivo (5). Además, el estudio presenta las siguientes conclusiones relevantes con respecto al diseño.

- i. Para estructuras metálicas, o de poco peso, las cargas de viento son mucho más significativas que las de sismo por lo tanto son las que se consideran en el diseño.
- ii. Los resultados obtenidos por el *software* SAP2000 son bastante parecidos a los obtenidos al diseñar un elemento manualmente.
- iii. El diseñar una estructura apoyándose en modelos en 3D permite obtener un mayor control de todas las partes de esta. Se puede de esta manera reforzar las zonas más desfavorables y aliviar las menos esforzadas, logrando ahorros importantes en lo referente al costo de obra.

En la tesis titulada “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD”, en la Facultad de ingeniería de la Universidad de El Salvador, brindó los lineamientos generales para establecer un adecuado proceso del diseño estructural de estructuras de techo a base de perfiles metálicos, basándose en una investigación de las formas estructurales más comúnmente utilizadas y comercializadas en el país (El Salvador), el comportamiento estructural del sistema de techo y cada uno de sus componentes y el dimensionamiento adecuado de los elementos y sus conexiones según la metodología de diseño por resistencia última. Adicionalmente, se incluyó el procedimiento de análisis y diseño de una estructura de techo utilizando un *software* de aplicación SAP 2000 (6).

En el capítulo II, se estudió el sistema de techo desde la perspectiva del diseño de una edificación en conjunto (sistema estructural total), a partir de esto se establecen clasificaciones de los sistemas de techos basados en su efectividad de transferencia de cargas laterales en función de su flexibilidad como diafragma y además como sistemas de techo autosoportante y a base de cubierta y estructura de soporte. De esta última clasificación se limita el estudio a sistemas de techo a base de cubierta y estructura de soporte con perfiles metálicos. Seguidamente, se realizó una investigación a cerca de los componentes de este tipo de estructura de techo con los materiales y formas estructurales más utilizadas en el ámbito local, su comportamiento estructural, las recomendaciones a cerca de su uso, sus ventajas y desventajas, etc. Se incluyó además en esta parte los conceptos relacionados con los tipos de conexiones usualmente utilizados entre estos elementos de estructuras de techo, así como el uso de tensores y arriostramientos.

En el capítulo III, se retomó toda la información anterior para formular el proceso del diseño estructural de elementos de techo a base de perfiles metálicos, en el cual se enfatizó la incorporación de la fase conceptual del proceso del diseño como parte fundamental para la optimización y agilización del desarrollo de la fase analítica, con el objetivo de minimizar los cambios estructurales que surgen luego de revisar los elementos. Consecutivamente se describe la fase analítica basándose en lo contenido en el “Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la

República de El Salvador” y sus respectivas normas técnicas para establecer los eventos externos que afectan la estructura; para el dimensionamiento de elementos se toma como referencia el “Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005”. Por último, se destacó la parte de revisión estructural como parte importante del proceso del diseño y la correcta elaboración de los planos estructurales de techo como parte de los documentos finales de diseño, los cuales son de vital importancia para la determinación del presupuesto y la correcta ejecución en la construcción.

En el capítulo IV, se aplicaron los lineamientos a seguir que fueron necesarios para establecer un proceso del diseño estructural en elementos de techo. En este ejemplo de aplicación se comenzó desde la fase conceptual hasta la elaboración de planos estructurales, a través de la estructuración y predimensionamiento de los elementos, la evaluación de cargas externas, diseño estructural con el método LRFD y revisión estructural. Se incluyó además un apartado en el cual se realiza el procedimiento de diseño a través del *software* SAP2000, del que se obtienen resultados del análisis y del diseño como una variante del proceso y así brindar parámetros de evaluación de los procedimientos de diseño. Además, presentaron las siguientes conclusiones relevantes.

En cuanto a la conceptualización del sistema de techos, la fase de conceptualización del proceso del diseño estructural es frecuentemente omitida hasta cierto punto, ya que por lo general este proceso se ha concebido desde un enfoque elemental y no uno de conjunto, es decir, primero se elaboran los diseños estructurales de los elementos de manera aislada, sin considerar que se trata de un componente de un subsistema y a su vez de todo el conjunto. Por tanto, es importante la incorporación de la fase conceptual, en la cual se visualice la edificación como sistema estructural total y se logre una coherencia entre sus subsistemas a un nivel conceptual. A continuación, se presentan a partir de los resultados obtenidos del presente estudio algunos aspectos relevantes a cerca de la incorporación de la fase conceptual en la aplicación del proceso del diseño estructural de elementos de techo.

A partir de la selección de elementos estructurales de techo en la fase conceptual del proceso del diseño estructural, se observa que esta parte se vuelve una práctica

iterativa, ya que la selección se desarrolla considerando los claros libres de los elementos; esto puede no ser la alternativa más completa, ya que también es necesario conocer por lo menos el orden de magnitud y naturaleza de las cargas, algo que en esta etapa es casi imposible cuantificar con exactitud. Además, se debe conocer la distribución de los elementos estructurales en planta y sobre que componentes del sistema se apoyan, y así seleccionar más acertadamente el tipo de elemento estructural a utilizar y su capacidad de carga. Es por esto por lo que se vuelve importante enfatizar la relación existente entre los elementos estructurales del sistema de techos: a mayor separación de apoyos mayor claro en vigas, a mayor separación de vigas mayor claro en correas, a mayor separación de correas se necesita una cubierta de mayor capacidad de carga. Esto evidencia que mientras haya una mayor coordinación en la fase de diseños preliminares, es posible conseguir que los costos se reduzcan estableciendo dimensiones o formas de techos que consideren esta relación al colocar elementos con claros pequeños y con una separación moderada. Caso contrario resultaría un sistema de techo con varios niveles de componentes estructurales desde los apoyos hasta los que soportan directamente la cubierta.

En cuanto a los cálculos del proyecto estructural, al aplicar las combinaciones de carga establecidas en el “Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005” a los elementos estructurales de techo, se observó que de las diferentes cargas que afectan una estructura de techo (muerta, viva, viento y sismo), la condición que domina su dimensionamiento es la que incluye la carga accidental por viento, por lo que es necesario garantizar una acertada cuantificación de la carga por viento según lo expuesto en “Norma Técnica de Diseño por Viento” del “Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador” y su correcta aplicación a los elementos. En cuanto a las demás condiciones de diseño se observó que es más crítica en las conexiones la carga lateral debido a sismo, demostrando que en este tipo de estructuras las cargas accidentales son las que pueden producir fallas importantes

Al obtener las acciones internas de los elementos primarios (sección 4.4.1.2) resulta que la carga axial en las vigas de alma abierta, generada por la componente de las cargas externas a lo largo del eje neutro de estos elementos, aumenta con el valor

de la pendiente y se puede despreciar si esta no es grande. Esto demostró que la suposición de que el diseño de tales elementos rige la flexión (y en parte el cortante) se puede tomar como parámetro de insumo para la selección y dimensionamiento preliminar sobre la base de las deflexiones y la esbeltez.

Con respecto al análisis y diseño desarrollado con el *software* SAP2000 se observó que tanto los esfuerzos como las secciones seleccionadas se incrementaron con respecto a las obtenidas con el procedimiento de diseño manual; esto puede deberse por varias razones, una de ellas es la idealización de la estructura, ya que se modela como una estructura completa en 3D; otra razón puede ser las conexiones entre miembros, las propiedades de los elementos ingresados en el listado auxiliar, aplicación de cargas, parámetros de diseño según AISCLRF, etc., además la compatibilidad geométrica de la estructura completa y los requerimientos de redistribución de esfuerzos entre conexiones de elementos sugiere cambios en los resultados de esta etapa en comparación con las simplificaciones realizadas en procedimiento manual.

Además, el procedimiento de diseño más adecuado entre el manual y el asistido por computadora depende de la práctica de cada diseñador, ya que un diseño manual permite controlar las suposiciones en el diseño mediante el uso de ecuaciones y modelos matemáticos. Asimismo, un diseño con *software* agiliza la ejecución del análisis y el diseño, que son tareas secuenciales e iterativas, logrando una mayor precisión en los resultados, dejando al usuario su debida interpretación y uso. De manera que mientras se tenga en cuenta las suposiciones hechas, el comportamiento del modelo matemático seleccionado para la etapa de análisis y el adecuado establecimiento de los parámetros del diseño, sin importar cuál sea el procedimiento, se puede llegar a un diseño satisfactorio sin comprometer la seguridad.

En la tesis titulada: "Estructuras de grandes luces. Optimización de la estructura del gimnasio Maravillas de Alejandro de la Sota", en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Valladolid, se ha obtenido una clasificación según la geometría, de todos los métodos estructurales contemporáneos que se usan comúnmente para cubrir espacios con grandes dimensiones, bien sea arcos, vigas de alma llena, cerchas, estructuras en celosía, estructuras superficiales y membranas. (7) También, se sometió a ligeras transformaciones la estructura original de estudio (Gimnasio Maravillas,

armadura de acero modelo Howe modificado sin montantes extremos y el central, además barras diagonales no paralelas) en busca de un modelo idóneo. Estas pequeñas alteraciones buscan conocer el funcionamiento estructural con el objetivo de encontrar una posible mejor respuesta a los requerimientos espaciales, estéticos, constructivos y estructurales del Gimnasio. De esta forma se procedió a repartir la carga de forma más uniforme, aumentando el número de barras, alterando el canto(peralte) de la celosía, cambiando el perfil utilizado, el material y variando el orden geométrico.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Generalidades del acero estructural

2.2.1.1. Fabricación de acero

El siguiente gráfico se muestra con fines ilustrativos y presenta de manera esquemática la fabricación del acero, además se explica los procesos más relevantes como fundición, vaciado continuo y laminado.

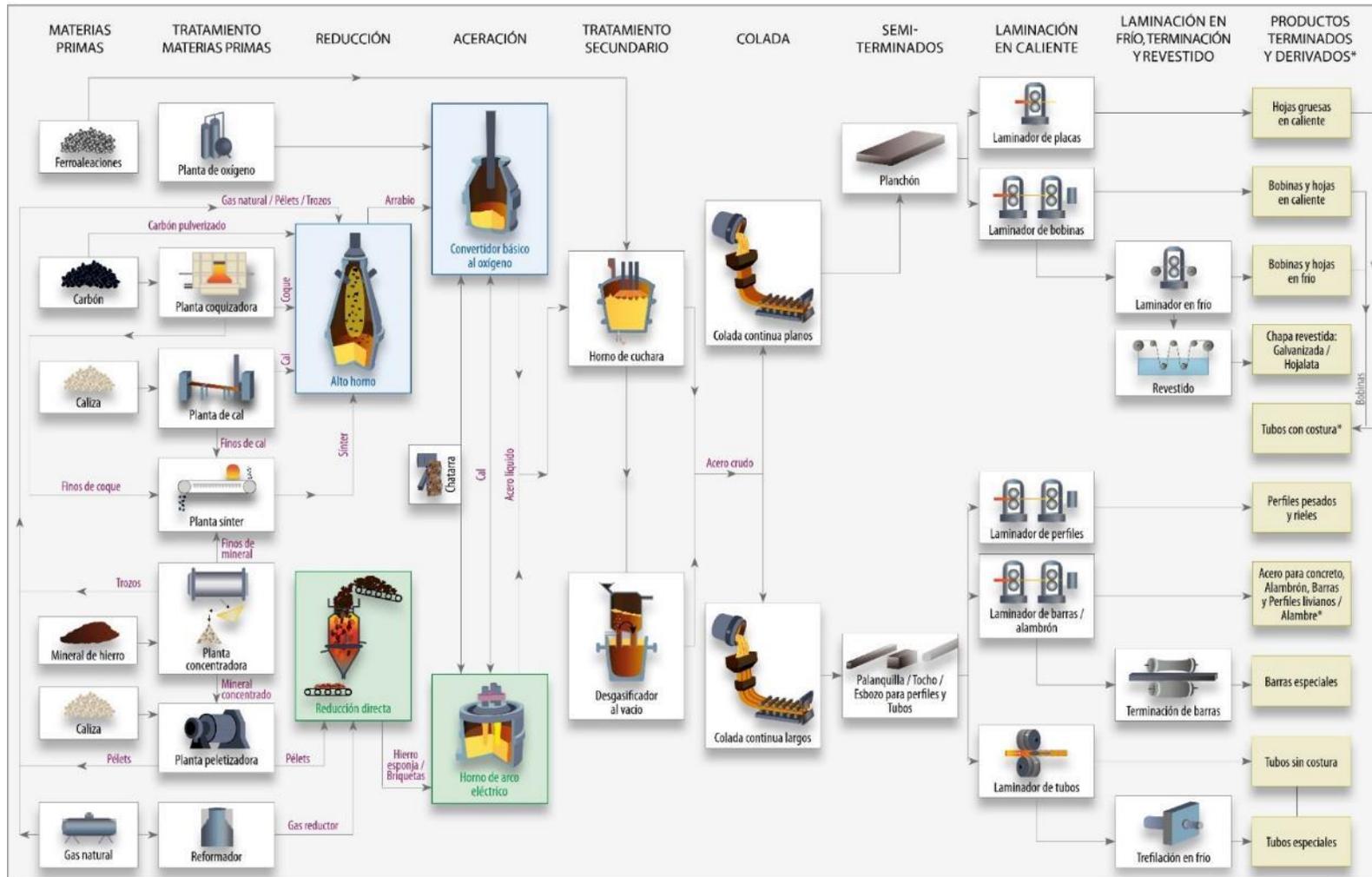


Figura 1. Proceso siderúrgico del acero. Tomado de “¿Qué es el acero?”, por Alacero, 2018. Recuperado el 7 de octubre de 2018. <https://www.alacero.org>

Vinnakota (9) lo explicó de la siguiente manera: El acero está compuesto en esencia de hierro, además de una pequeña cantidad de carbono y cantidades menores de otros elementos. Por lo general, el hierro se extrae del mineral magnetita (Fe_3O_4) y hermatita (Fe_2O_3) en un proceso denominado fundición. Para lo cual hay dos métodos, fundición en alto horno y fundición en horno de arco eléctrico expuestos en los ítems a y b, después del proceso de fundición se procede con el vaciado continuo, para terminar con el laminado (9).

a) Fundición en alto horno

Un alto horno consiste en una enorme torre cilíndrica con forro de acero. El horno es alimentado por una carga compuesta de mineral de hierro, coque y piedra caliza, en donde el óxido de hierro es reducido a hierro por el carbono (coque). Además, cuando la piedra caliza se quema en cal, esta actúa como el fundente que se mezcla con el mineral de la tierra y el coque para formar una mezcla fusible llamada escoria. Asimismo, la escoria, mucho más ligera que el hierro, flota en la superficie del hierro en la chimenea. La escoria es extraída cerca de la parte superior de la zona de fundición a través de un hueco de cenizas. El hierro fundido más pesado, denominado hierro de primera fusión, se acumula en el fondo de la chimenea y es extraído periódicamente. Además, el hierro fundido se puede vaciar en lingotes o ser transportado directamente en estado líquido en una olla de colada a la máquina de colada continua (o vaciado).



Figura 2. Fundición en alto horno. Tomado de Área tecnológica, 2014. Recuperado el 7 de octubre de 2018. <http://www.areatecnologia.com>.

b) Fundición en horno de arco eléctrico

Los hornos de arco eléctrico brindan el medio más económico para la producción de aceros con alto grado, ya que estos hornos que se utilizan para este propósito tienen capacidades de 20 a 400 toneladas, tres electrodos de carbono, hasta de 2 pies (60 cm) de grosor y 24 pies (7.3 m) de largo, además se extienden a través del techo y hacen contacto con la carga de metal en la parte baja del horno. De esta manera, son tres las fases de corriente alterna que fluyen de un electrodo a la carga metálica y luego de esta al siguiente electrodo, lo que produce un intenso calor y un arco eléctrico. Asimismo, estos hornos operan con corrientes por arriba de 80000 KVA. La carga, por lo regular, incluye metal en chatarra seleccionada con mucho cuidado (como perfiles de acero desechados, autos descartados, etc.), hierro de primera fusión proveniente de alto horno (también se puede realizar una reducción directa, sin necesidad del uso de altos hornos) y pequeñas cantidades de cal. También se añaden ingredientes desulfurizantes, desfosforizantes y desoxidantes en cantidades indicadas mediante un análisis del metal, estos materiales, junto con las impurezas del metal, forman la escoria que flota, y en el fondo queda el acero puro. El acero fundido es vertido en ollas de colada mediante un vertedor de extracción.

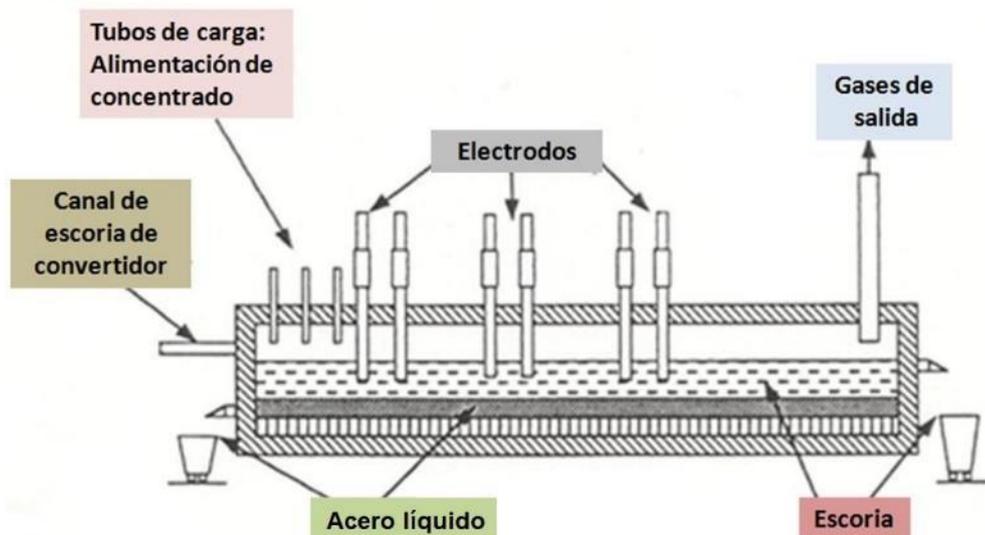


Figura 3. Fundición en horno de arco eléctrico, por Wikimedia Commons. 2012. Recuperado el 7 de octubre de 2018.] <https://commons.wikimedia.org>.

c) Vaciado continuo

En el proceso de vaciado continuo, el acero líquido de los hornos, que es transportado en forma secuencial en ollas de colada, se vierte en un embudo y se mantiene a un nivel predeterminado. Además, el metal ya fundido es vaciado del embudo a un pequeño molde enfriado por agua, cuyo ritmo es controlado, tan pronto como se logra una solidificación suficientemente avanzada se retira la base del molde, empezando con esto la producción del lingote embrión. Para esto, el lingote embrión es sometido a una serie de rodillos de soporte, rodillos de curvamiento, rodillos de enderezado y rodillo de retiro que las planchas continuas de acero rectangular transportan a la laminadora propiamente dicha. Por lo tanto, una vez que e inicia el proceso, la cubierta externa del acero se hace solida al pasar por el molde, y esta solidificación además se completa mediante un rociado con agua sobre la cubierta justo después de que la lámina sale del molde. La plancha en movimiento continuo es cortada en trozos por una sierra colgante y queda en espera para el laminado subsiguiente en molinos de acabado.

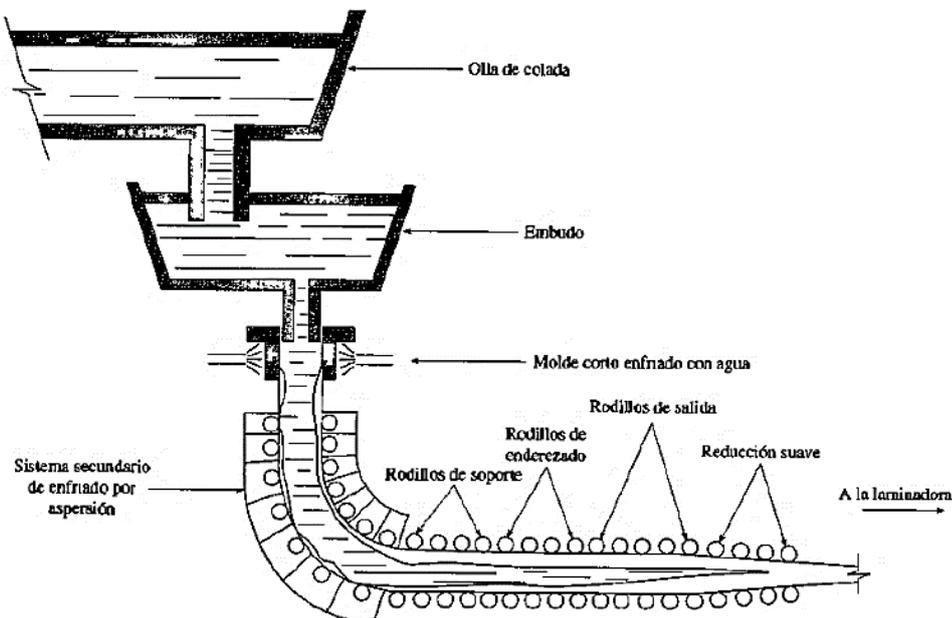


Figura 4. Proceso de vaciado continuo. Tomado de “¿Qué es el acero?”, por Alacero, 2018. Recuperado el 7 de octubre de 2018. <https://www.alacero.org>

d) Laminado

Las primeras operaciones de laminado se llevan a cabo en molinos de laminado o conocidos como molinos de rodillo o primarios. El laminado consiste en comprimir el lingote de acero entre dos rodillos, los cuales giran a la misma velocidad, pero en sentidos opuestos y espaciados. Para esto, los rodillos sujetan el hacer, reducen su área de sección y lo entregan con un aumento en su longitud. Después de algunas pasadas a través de los rodillos, una pequeña parte de cada extremo mismo que corresponde a la parte superior e inferior del lingote es cortada o extraída para eliminar el acero de bajo grado, que por lo regular contiene segregaciones, porosidades o huecos. Barras, barras intermedias y planchas son los productos semiterminados generados en estos molinos. Los productos semiterminados, después del recalentamiento requerido son enviados a los molinos de laminado conocidos como laminadoras de acabado.

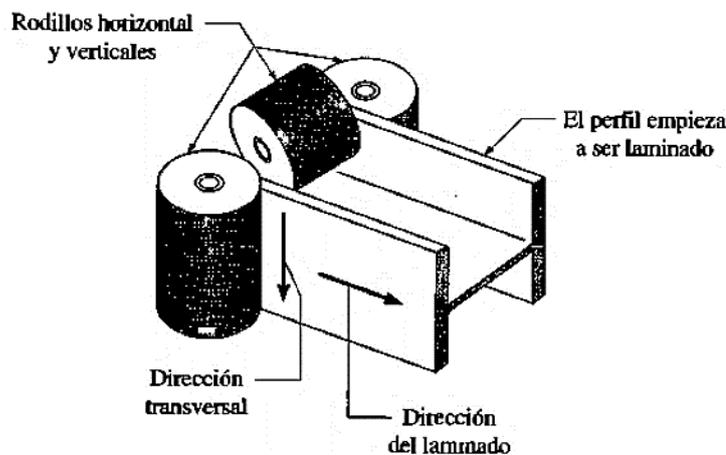


Figura 5. Representación esquemática del proceso de laminado. Tomado de “¿Qué es el acero?”, por Alacero, 2018. Recuperado el 7 de octubre de 2018. <https://www.alacero.org>

El acero es una aleación metálica constituida básicamente por hierro y carbono, obtenida por el afino del arrabio en aparatos especiales. Por afino de arrabio se entiende la reducción de los contenidos de carbono, silicio y azufre (que en principio son perjudiciales para el acero (12). Asimismo, el acero puede ser definido como una aleación metálica compuesta principalmente por hierro y pequeñas cantidades de

carbono, con propiedades específicas, sobre todo de resistencia y de ductilidad, las que son muy importantes para sus aplicaciones en ingeniería civil.

Además, en los aceros utilizados en la construcción, el contenido de carbono es del orden de 0.10% a 0.27%. También el acero contiene algunos elementos residuales (azufre, silicio, fósforo, etc.) resultantes del proceso de fabricación y también otros elementos de aleación (cromo, manganeso, níquel, etc.) agregados a propósito a la aleación hierro-carbono para obtener propiedades especiales.

La composición química del acero es de suma importancia en sus efectos sobre sus propiedades tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura frágil, etc. La ASTM especifica los porcentajes exactos máximos de carbono, manganeso, silicio, etc., 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, hasta cierto punto, el proceso de laminado, la historia de sus esfuerzos y el tratamiento térmico aplicado (13)

Tabla 1

Elementos y su efecto en las propiedades del acero.

Elemento	Resistencia mecánica	Ductibilidad	Soldabilidad	Resistencia corrosión
Carbono (C)	↑	↓	↓	↓
Cobre (Cu)				↑
Cromo (Cr)	↑	↓	↓	↑
Fósforo (P)	↑		↓	↑
Manganeso (Mn)	↑	↓	↓	
Molibdeno (Mo)			↑	↑
Níquel (Ni)	↑		↓	↑
Niobio (Nb)	↑	↓		
Silicio (Si)	↑		↓	↑
Titanio (Ti)	↑			↑

Nota: Tomado de, por A. Morales, por “Diseño estructural de un edificio de tres niveles con estructura metálica para usos múltiples en la universidad continental sede Huancayo”. Huancayo, Tesis (titulación) Perú, 2017.

2.2.1.2. Clasificación del acero según su composición

La siguiente es la clasificación dada por la ASTM (13):

Aceros al carbono

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencias al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono tienen sus contenidos limitados a los siguientes porcentajes máximos: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías, dependiendo del porcentaje de carbono:

- i. Acero de bajo contenido de carbono: 0.15%.
- ii. Acero dulce: 0.15 a 0.29%. (los aceros estructurales al carbono quedan dentro de esta categoría.)
- iii. Acero medio al carbono: 0.30 a 0.59%.
- iv. Acero con alto contenido de carbono: 0.60 a 1.70%.

2.2.1.2.1. 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 uno a más agentes de aleación como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel. Asimismo, se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 klb/plg² y 70 klb/plg². Además, estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono. El término baja aleación se usa arbitrariamente para describir aceros en los que el total de elementos de aleación no excede el 5% de la composición total del acero.

2.2.1.2.2. 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. Mientras que cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de estos aceros se oxidan y se les forma una película adhesiva muy

comprimida (conocida también como “pátina bien adherida” o “capa de óxido”), que impide una mayor oxidación y se elimina así la necesidad de pintarlos. Después de que ocurre este fenómeno (en un periodo de 18 meses a 3 años, depende del tipo de exposición, por ejemplo, rural, industrial, luz solar directa o indirecta, etc.), el acero adquiere un color que va del rojo oscuro al café y al negro.

Además, estos aceros tienen gran aplicación, particularmente en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión eléctrica, etc., sin embargo, no son apropiados para usarse en lugares donde queden expuestos a brisas marinas, nieblas o que estén continuamente sumergidos en agua (dulce o salada) o el suelo, o donde existan humos industriales muy corrosivos. Tampoco son adecuados en áreas muy secas. Para que a estos aceros se les forme la pátina, deben estar sujetos a ciclos de humedad y resequedad, de otra manera seguirán teniendo la apariencia de acero sin pintar.

Tabla 2

Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales

TABLA 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo ^a de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables												
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo			
											Rect.	Redondo				
Al carbono	A36	36	58-80 ^b													
	A53 Gr. B	35	60													
	A500	Gr. B	42	58												
			46	58												
		Gr. C	46	62												
	A501	Gr. B	50	62												
			50	62												
	A501	Gr. A	36	58												
			50	70												
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100												
55			70-100													
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60												
			50	65 ^d												
			55	55												
			60 ^e	60												
			65 ^e	65												
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g												
			50	50												
	A913	50	50 ^h	60 ^h												
			60	75												
			65	80												
70			90													
A992	50	65 ^j														
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j													
		46 ^k	67 ^k													
		50 ^l	70 ^l													
	A588	50	70													
A847	50	70														

■ = Especificación recomendada para el material
 □ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 □ = La especificación de material no aplica

Observaciones de la tabla: Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales

- i. Mínimo a menos que se muestre un rango.
- ii. Para perfiles arriba de 426 lb/pie, solo aplica el mínimo de 58 klb/plg².
- iii. Para perfiles con un espesor de un patín menor que "0" o igual a 1½ plg solamente. Para mejorar la soldabilidad puede especificarse un máximo de carbono (de acuerdo con el Requisito suplementario S78 de la ASTM). Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión 90 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S79 de la ASTM).
- iv. Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 70 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S91 de la ASTM).
- v. Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 2 plg solamente.
- vi. A618 de la ASTM también puede especificarse como resistente a la corrosión; véase A618 de la ASTM.
- vii. El mínimo aplica a muros de un espesor nominal de ¾ plg y menor. Para espesores de muro mayores que ¾ plg. $F_y = 46 \text{ klb/plg}^2$ y $F_n = 67 \text{ klb/plg}^2$.
- viii. Si se desea, puede especificarse un esfuerzo máximo de fluencia de 65 klb/plg² y una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la tensión de 0.85 (de acuerdo con el Requisito suplementario S75 de la ASTM).
- ix. Se incluyen como obligatorias en A992 de la ASTM una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 y una formula equivalente para el carbono.
- x. Para perfiles con un espesor de patín mayor que 2 plg solamente.
- xi. Para perfiles con un espesor de patín mayor que 1½ y menor que o igual a 2 plg solamente.
- xii. Para perfiles con un espesor de patín menor que "0" igual a 1½ plg solamente.

Nota: Tomado de American Institute Steel of Construction, por AISC. 14th Edition. Illinois, 2011.

2.2.1.3. Ventajas del acero estructural

Según McCormac y Cserna (13), el acero estructural posee las siguientes ventajas.

Alta Resistencia. La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es, de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad. El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

Ductilidad. La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

Tenacidad. Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad. (13)

2.2.1.4. Desventajas del acero estructural

Según McCormac y Cserna (13), el acero estructural posee las siguientes desventajas.

Corrosión. La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones tiende a eliminar este costo. Aunque los aceros intemperizados pueden ser bastante efectivos en ciertas situaciones para limitar la corrosión, hay muchos casos donde su uso no es factible. En algunas de estas situaciones, la corrosión puede ser un problema real. Por ejemplo, las fallas por corrosión fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede reducirse apreciablemente cuando los miembros se usan en ambientes químicos agresivos y sometidos a cargas cíclicas.

Baja resistencia al fuego. Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios devastadores en inmuebles vacíos en los que el único material combustible es el mismo inmueble. Además, el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes, y el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad del código de construcciones de la localidad en que se halle.

Los aceros (particularmente aquellos con contenido de carbono más bien alto) en realidad pueden incrementar un poco su resistencia a la tensión al ser calentados a una temperatura de aproximadamente 700 °F (371 C°). A medida que las temperaturas se elevan al rango de 800 °F (476 C°) a 1 000 °F (538 C°), las resistencias se reducen drásticamente, y a 1 200 °F (645 C°) tienen ya muy poca resistencia.

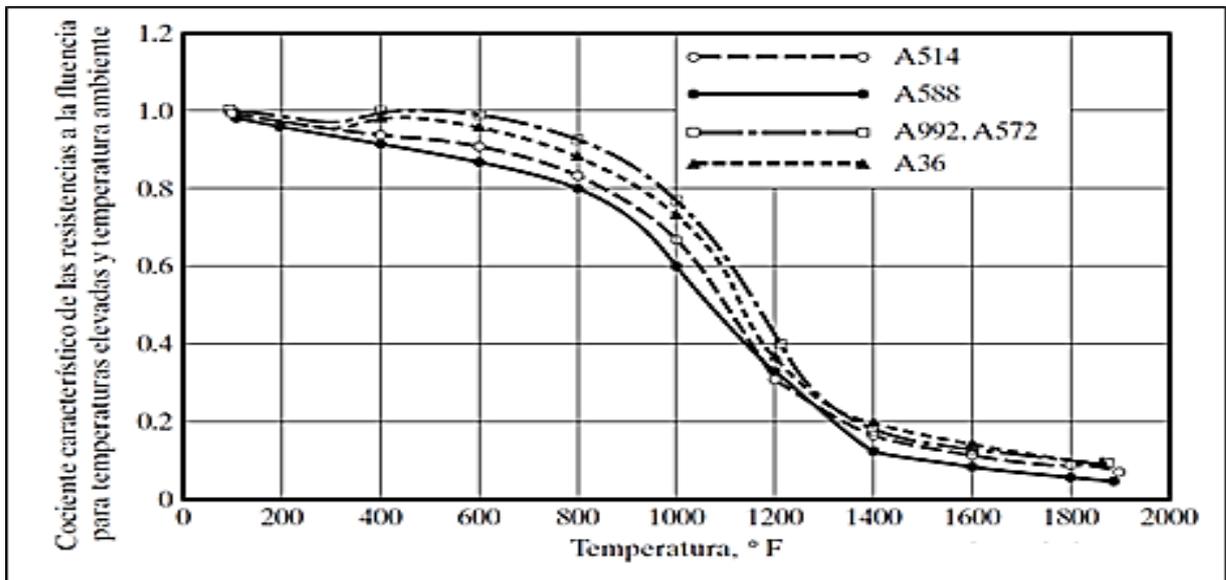


Figura 6. El efecto de la temperatura sobre el esfuerzo de fluencia del acero. Tomado de “Diseño de estructuras de acero”, por J. McCormac y S. Csernak, México D.F.: Alfaomega, 2012

Susceptibilidad al pandeo. Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen. Esto tiende a reducir su economía.

Fatiga. Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión (se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.). En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.

2.2.1.5. Propiedades físico-mecánicas del acero estructural

La caracterización físico-mecánica del acero es la siguiente (16), (9), (13) y (17):

Diagrama esfuerzo deformación. Para tener una idea de las características del comportamiento del acero en resistencia y deformación es necesario analizar un ensayo esfuerzo-deformación de un espécimen en tracción, y los resultados mostrarlos en un diagrama como el de la figura 7. En esta prueba se sujeta un espécimen estándar, llamado probeta de acero entre mordazas de una máquina de prueba y se tensan en forma axial hasta que ocurre la fractura.

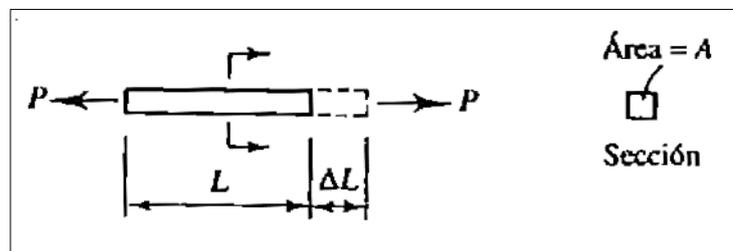


Figura 7. Especimen de acero ensayado. Tomado de “Diseño de estructuras de acero con LRFD”, por W. Segui, México D.F.: International Thomson Editores, 2000.

Se debe advertir que un ensayo similar para un espécimen de ensayo en compresión dará resultados muy parecidos. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es lineal hasta el **límite proporcional**.

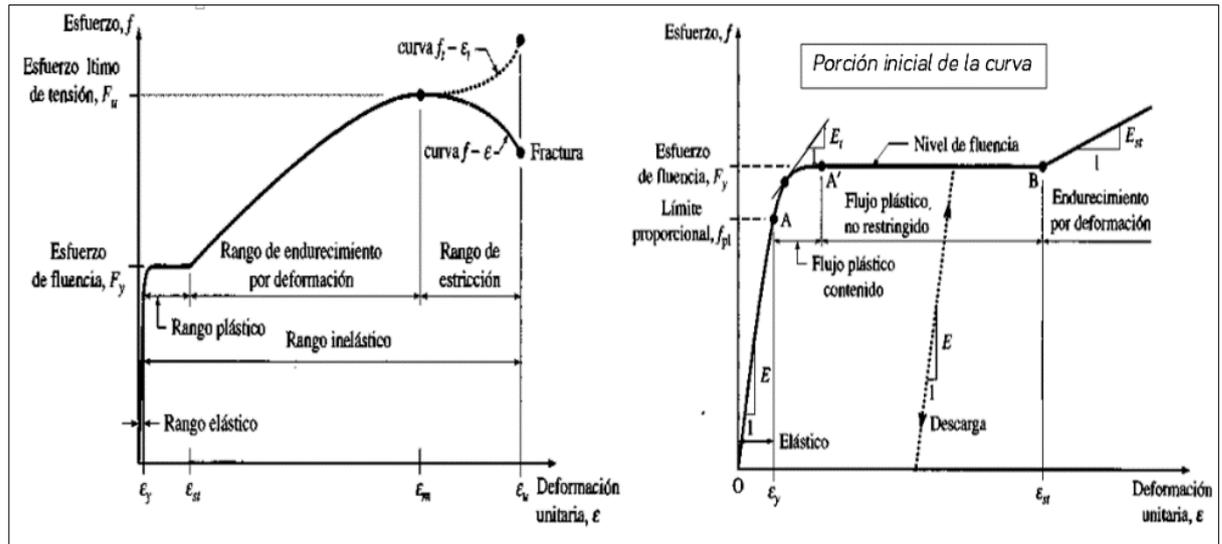


Figura 8. Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria. Tomado de “Estructuras de acero: comportamiento LRFD”, por S. Vinnakota. México D.F.: Mc Graw-Hill interamericana, 2006.

Después de esto se alcanza rápidamente un valor pico, llamado punto superior de fluencia, al cual sigue una nivelación en el punto inferior de fluencia. El esfuerzo permanece entonces constante, aunque la deformación unitaria continúa creciendo. En esta etapa de la carga, el espécimen de prueba continúa alargándose en tanto que no se retire la carga. Esta región de esfuerzo constante se llama **meseta de fluencia o rango plástico**. Bajo una deformación aproximada de 12 veces la deformación unitaria en la fluencia comienza el endurecimiento por deformación y se requiere entonces una carga adicional (y esfuerzo) para generar un alargamiento adicional (y deformación unitaria). Se alcanza así un valor máximo del esfuerzo, después de lo cual comienza en el espécimen la **estricción**, en donde el esfuerzo decrece con una deformación unitaria creciente y ocurre luego la **fractura**.

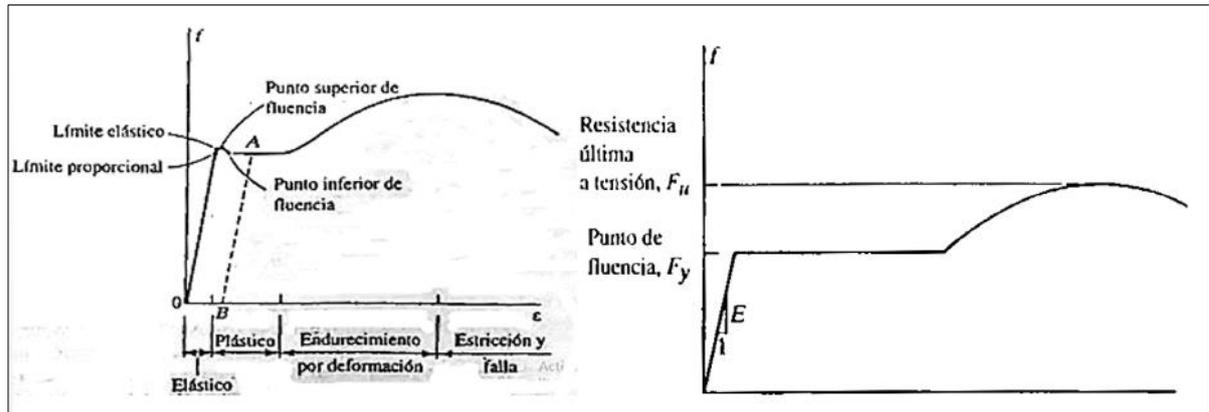


Figura 9. Diagrama esfuerzo vs deformación idealizado. Tomado de “Diseño de estructuras de acero con LRFD”, por W. Segui, México D.F.: International Thomson Editores, 2000

El límite elástico del material es un esfuerzo que se encuentra en el límite proporcional y el punto superior de fluencia. Hasta este esfuerzo, la probeta puede descargarse sin que quede una deformación permanente; la descarga será a lo largo de una porción lineal del diafragma, es decir, la misma trayectoria seguida durante la carga. Esta parte del diagrama esfuerzo deformación unitaria se llama **rango elástico**. Más allá del límite elástico la descarga será a lo largo de una línea recta paralela a la parte lineal inicial de la trayectoria de carga y se tendrá entonces una deformación permanente. Por ejemplo, si la carga es retirada en el punto A, como en la figura 9, la descarga será a lo largo de la línea AB, resultando la deformación unitaria permanente OB.

La figura 9 muestra una versión idealizada de esta curva esfuerzo deformación unitaria. El límite proporcional, el límite elástico y los puntos superior e inferior de fluencia están todos muy cercanos entre si y son tratados como un solo punto llamado el **punto de fluencia**, definido por el esfuerzo F_y . El otro punto de interés para el ingeniero estructurista es el valor máximo del esfuerzo que puede alcanzarse, llamado resistencia última en tensión o resistencia a la fractura F_u .

Punto de fluencia (F_y)

Cuando se termina la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones en un espécimen libre de esfuerzos residuales. Los aceros estructurales mantienen un rango definido de esfuerzo constante vs deformación en este nivel de esfuerzo unitario.

Resistencia a la fluencia (F_y)

En ciertos aceros es necesario definir un concepto similar al anterior cuando no hay un punto preciso de fluencia. Ocurre con aceros de alta resistencia o con tratamiento en frío. Para estos aceros el esfuerzo de fluencia se define por lo general como el esfuerzo en el punto de descarga que corresponda a alguna deformación unitaria residual arbitrariamente definida (0.002 es el valor común). En otras palabras, incrementamos la deformación unitaria mediante una cantidad designada y dibujamos una línea desde ese punto.

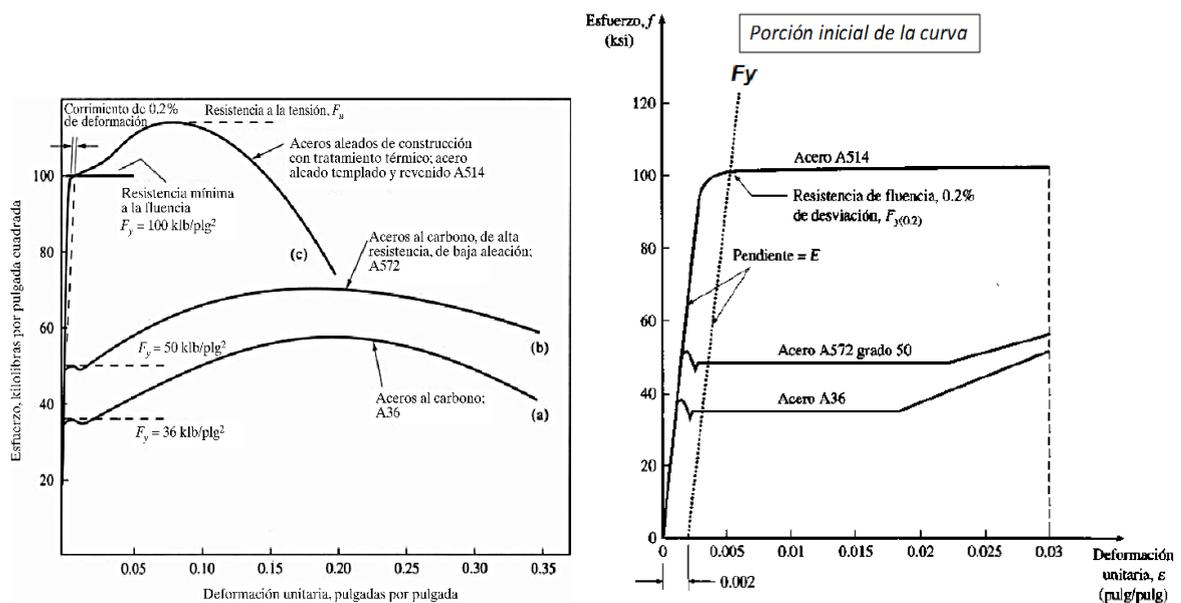


Figura 10. Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria para distintos tipos de aceros. Tomado de "Estructuras de acero: comportamiento LRFD", por S. Vinnakota. México D.F.: Mc Graw-Hill interamericana, 2006.

Límite de proporcionalidad (F_{pt})

En ensayos con aceros no tratados térmicamente (recocidos), que son la mayoría, se observa que se pierde la proporcionalidad antes de llegar al punto de fluencia y ello se debe a la presencia de los llamados esfuerzos residuales que se generan en el elemento cuando este se enfría luego de su laminado en caliente. Los esfuerzos residuales, que pueden ser de compresión o de tracción, se suman algebraicamente a los esfuerzos del ensayo y cambian el comportamiento esperado en el espécimen. Como hay estructuras que van a ser estudiadas en el rango elástico, es conveniente que se conozca el límite de proporcionalidad, así:

$F_p = F_y - 10 \text{ ksi (705 kg/cm}^2\text{)}$ para perfiles laminados en caliente.

$F_p = F_y - 16 \text{ ksi (1130 kg/cm}^2\text{)}$ para perfiles soldados.

Resistencia a la fractura (F_u)

Es el esfuerzo máximo que puede alcanzarse antes que el espécimen falla, su valor dependerá del tipo de acero, para un acero A36 es 58 ksi, (4080 kg/cm²)

Ductilidad

Propiedad del acero que permite que se deforme grandemente antes de fracturarse.

Módulo de elasticidad (E)

La relación entre el esfuerzo y la deformación en el rango elástico. El valor tomado es $E = 29,500 \text{ ksi (2100000 kg/cm}^2\text{)}$ para todos los aceros, cualquiera sea su grado o aleación, por lo que se considera que es la característica que los agrupa y los diferencia apropiadamente

Relación de Poisson (μ)

Se denomina así a la relación entre la deformación transversal y la longitudinal del acero para un determinado rango de esfuerzos: $\mu = \frac{e_t}{e_l}$,

$\mu = 0.3$.

Módulo de elasticidad en Corte (G)

Relación entre el esfuerzo en corte aplicado y la deformación correspondiente en el rango elástico. De la teoría de elasticidad se conoce la siguiente relación: $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$, el valor usual es $G = 11,300 \text{ ksi (800000 kg/cm}^2\text{)}$.

Densidad específica del acero

La densidad específica del acero es 7.85 tn/m³

2.2.2. Generalidades de las estructuras compuestas de acero y concreto

En el ámbito de la ingeniería civil, la frase *construcción compuesta* se aplica, en general, para indicar el uso de dos o más materiales distintos, los que se combinan de manera tal que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales(18). Sin embargo, el mismo término se usa frecuentemente para el caso particular de miembros construidos con acero estructural y concreto. Con el mismo significado, se emplean también las denominaciones de *construcción mixta* o *construcción híbrida* (18).

En la práctica actual es usual emplear miembros compuestos en todas aquellas aplicaciones en que se combina el acero estructural y el concreto. El caso más simple es el de las construcciones con estructura de acero y losas de concreto, en las cuales se emplean vigas compuestas, según se explica más adelante. En otros casos, se usan miembros compuestos rellenos o embebidos, logrando así el aprovechamiento óptimo de ambos materiales.

2.2.2.1. Ventajas de las secciones compuestas de acero y concreto

El uso de la construcción compuesta tiene varias ventajas respecto a la construcción convencional en acero o concreto. Entre estas ventajas se pueden mencionar (19):

Optimización del material. Al complementar las ventajas del acero estructural y el concreto reforzado se logran estructuras más ligeras, en las que todo el material se aprovecha óptimamente.

Claros libres mayores La alta relación resistencia/peso del acero combinada con la rigidez adicional proporcionada por el concreto reforzado permiten que, para el mismo miembro estructural de acero, el elemento compuesto cubre mayores claros que el elemento de acero estructural o de concreto reforzado por separado.

Mayor resistencia a la corrosión. El concreto reforzado, en el caso de elementos estructurales consistentes en una sección de acero recubierta en concreto, constituye una protección adicional a la corrosión.

Mayor resistencia a incendios. El concreto reforzado actúa como protección contra el fuego y/o como disipador de calor, y proporciona al elemento compuesto una mayor resistencia a altas temperaturas.

Rapidez de construcción. Es posible avanzar con el montaje de la estructura de acero sin necesidad de esperar el fraguado del concreto reforzado.

Menor costo de construcción. Es el resultado de la mayor rapidez de construcción, además del posible ahorro de cimbra. Por otro lado, el uso de elementos de menor peralte permite reducir la altura de los entrepisos, con el consiguiente ahorro en elementos no estructurales y acabados.

2.2.2.2. Desventajas de las secciones compuestas de acero y concreto

Existen también algunas desventajas de la construcción compuesta que deben mencionarse(19):

- Lograr que el concreto y el acero trabajen en conjunto requiere normalmente del uso de conectores especiales y trabajo adicional respecto al caso de la construcción convencional en acero o de concreto reforzado por separado.
- Durante el proyecto, la resistencia despreciable a la tensión del concreto agrega un grado de complejidad a la hora de determinar la rigidez de los elementos estructurales. Además, el efecto de fenómenos como la fluencia lenta (flujo plástico) o *creep* y la retracción del concreto puede ser mayor que en el caso de estructuras de concreto reforzado con varilla solamente.
- Durante la construcción es necesario combinar dos especialidades (construcción en concreto reforzado y construcción en acero) trabajando al mismo tiempo, lo que implica la programación y ejecución de la obra.

- La construcción compuesta implica dos materiales que conforman un elemento estructural o dos elementos de diferente naturaleza que están conectados de manera que trabajan conjuntamente y que se deforman como una unidad.

2.2.2.3. Condición de acción simultánea en las secciones compuestas

La característica fundamental que define a la construcción compuesta es la acción simultánea de los dos materiales de características y comportamiento totalmente diferentes. Esto quiere decir, en el caso de elementos compuestos, que ambos materiales responden como uno solo, y en el caso de sistemas estructurales, los elementos de concreto reforzado y elementos de acero estructural trabajan conjuntamente para resistir las solicitaciones (19). Para ilustrar este concepto se considera la siguiente figura. La figura 11 (a) representa una viga en la que el acero estructural y el concreto reforzado actúan independientemente, es decir, no hay acción compuesta. Se puede ver que parte del concreto no será aprovechado debido a que se encuentra en tensión, mientras que sólo la mitad de la sección de acero está en tensión, el esfuerzo para el que el acero es más eficiente. En contraste, la figura 11 (b) muestra una viga en que sí hay acción compuesta. En este caso, todo el concreto se encuentra en compresión y está, por tanto, siendo aprovechado, a la vez que la sección de acero se encuentra preponderantemente a tensión.

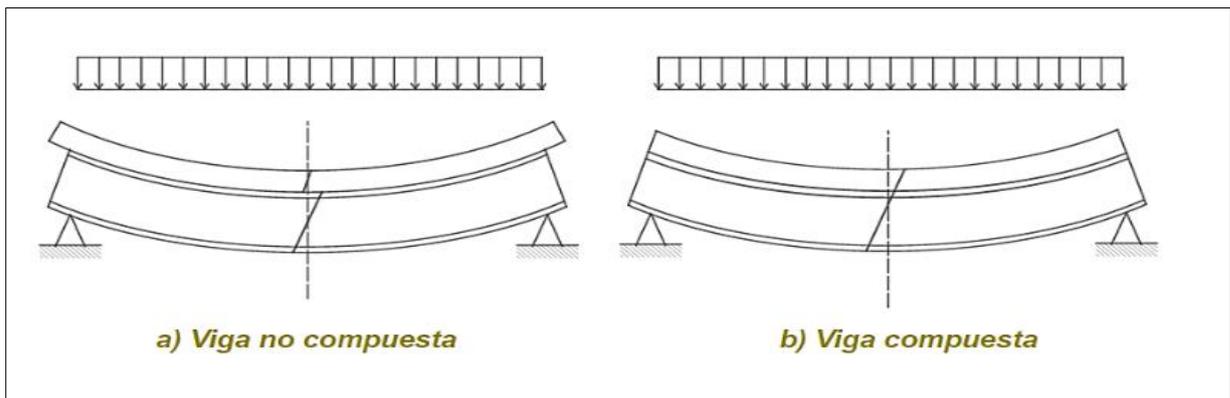


Figura 11. Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta. Tomado de “Construcción compuesta acero concreto”, por O. Alvares y C. Cházaro, *El Acero Hoy*, México D.F. : Gerdau Corsa, 2014

Para que ocurra acción compuesta es necesario que haya transmisión de esfuerzos entre el acero y el concreto y viceversa. Los mecanismos típicos de transmisión son los siguientes:

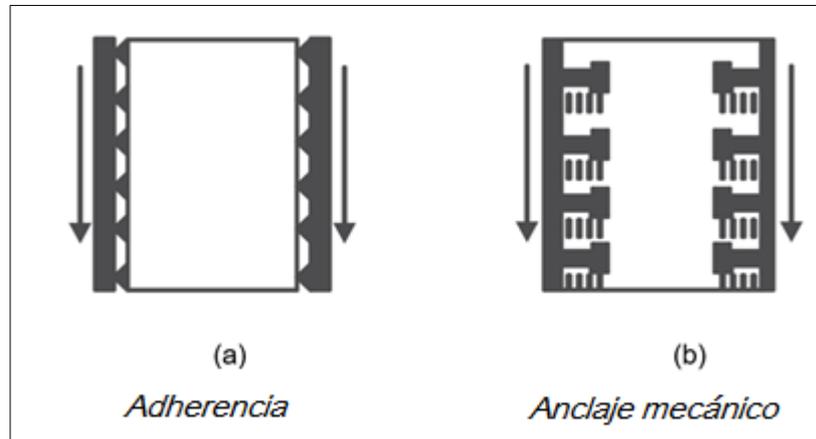


Figura 12. Mecanismos de transmisión de esfuerzos. Tomado de “Construcción compuesta acero concreto”, por O. Alvares y C. Cházaro, *El Acero Hoy*, México D.F. : Gerdau Corsa, 2014.

- **Adherencia.** El vínculo por fricción entre una superficie de acero y una de concreto. Su resistencia es limitada.
- **Unión mecánica.** Se logra a través de pernos conectores de cortante de barra con cabeza, embebidos en el concreto reforzados y soldados a la viga de acero. Es la solución cuando la adherencia no es suficiente.

2.2.2.4. Conectores de corte

Para que se desarrolle el comportamiento compuesto se requiere que los dos materiales trabajen en forma conjunta mediante elementos que los vinculen, dado que la adherencia entre el concreto y los elementos de acero con superficie lisa (perfiles, placas, etc.) es prácticamente nula se han desarrollado e implementado distintos tipos de conectores de corte, los que usualmente se sueldan a los elementos de acero que están en contacto con el concreto. (18)

La figura 13 (a) muestra tipos de conectores, como pernos, trozos de perfiles ángulo o perfiles U, planchuelas, etc. Otra alternativa es el uso de conectores continuos, como los indicados en las figuras 13 (b) y (c), formados por una barra de acero de

refuerzo doblada en forma de zigzag o una planchuela de acero con cortes en la parte superior para lograr la transferencia de esfuerzos entre ambos materiales.

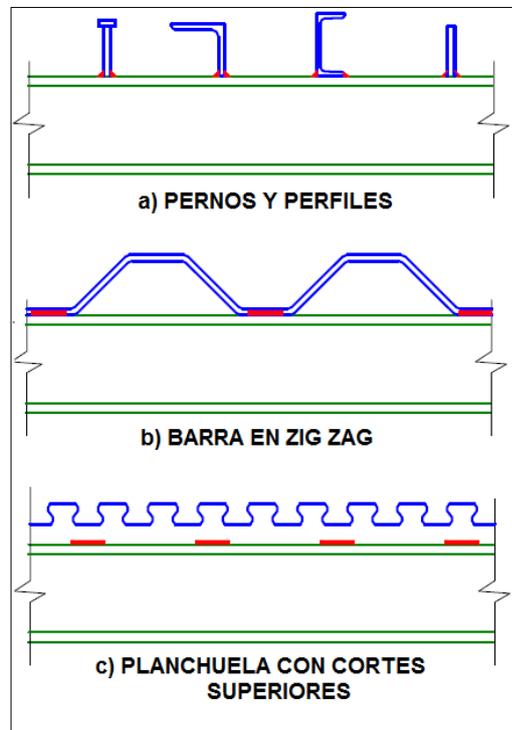


Figura 13. Tipos de conectores de corte. Tomado de "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", por F. Crisafulli. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.

Uno de los conectores más usados son los pernos tipo Nelson que representan una buena solución estructural y además son muy convenientes desde el punto de vista constructivo ya que se sueldan utilizando una pistola especial en la que el electrodo es el mismo perno, de modo que la colocación de estos es muy rápida, figura 14. Cabe resaltar que los conectores deben verificarse según la función estructural que desempeñan.



Figura 14. Colocación de pernos soldados sobre el ala de una viga de acero. Tomado de “Diseño sísmoresistente de construcciones de acero”, por F. Crisafulli. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.

2.2.3. Diafragmas rígidos y flexibles

Los techos (también aplicable a entrepisos) pueden ser clasificados en función de la capacidad que tienen de funcionar como diafragmas rígidos en la estructura de la edificación, es decir, la capacidad de transmitir las fuerzas laterales hacia los elementos verticales de la edificación, esto dependerá de la rigidez o flexibilidad del diafragma. (20)

Asimismo, los diafragmas rígidos, como su nombre indica, se asumen como rígidos por lo que no se deforman axialmente ni se flexionan bajo la acción de fuerzas en su propio plano. Un diafragma rígido es básicamente una placa que transmite las cargas laterales a los elementos verticales en proporción a las rigideces relativas de estos mismos (Ver figura 15). En este caso el diafragma es considerado como rígido, y los elementos verticales como flexibles (6).

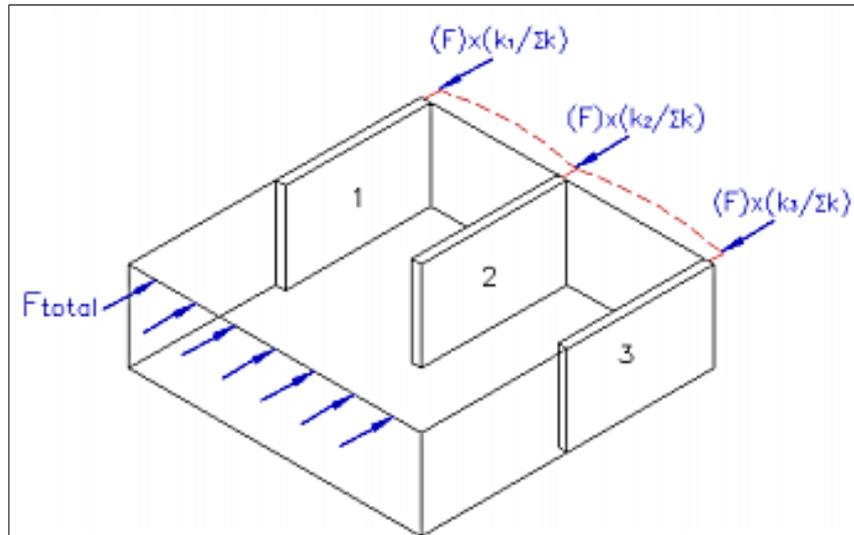


Figura 15. Comportamiento de un diafragma rígido. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Los diafragmas flexibles distribuyen las fuerzas horizontales actuando como una viga simplemente apoyada o continua y que se apoya en los elementos verticales. En este caso, los elementos verticales de apoyo son considerados como rígidos, y el diafragma como su mismo nombre lo dice como elemento flexible. La figura 16 muestra cómo se comporta un diafragma flexible bajo cargas en su plano y como las transmite a los elementos verticales. Las reacciones resultantes pueden ser determinadas con el análisis de una viga continua o asignando a cada eje la carga mediante áreas tributarias o áreas de influencia.

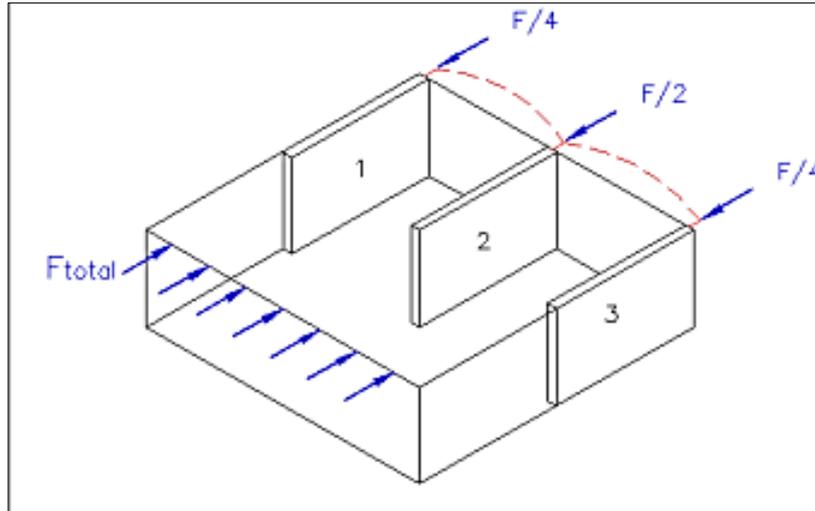


Figura 16. Comportamiento de un diafragma flexible. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.4. Diseño estructural

En las siguientes líneas se explicarán los conceptos necesarios para exponer los diseños estructurales de este trabajo de investigación

2.2.4.1. Estados límite

El término *estado límite* se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita (13). Asimismo, en la propuesta de la Norma E 090, el diseño de una estructura debe asegurar que ningún estado límite pertinente sea excedido por la aplicación de las combinaciones de cargas externas (21).

Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y tratan de la capacidad de carga máxima. Los estados límites de servicio están relacionados con el comportamiento frente a cargas normales de servicio.

Estado límite de servicio

Son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio. (18)

Estado límite de resistencia

Son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados varían según el tipo de sollicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente. Algunos de los estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional. Esto para secciones de acero (18). En secciones compuestas, las más comunes serán, fluencia del acero en tensión, pérdida de acción compuesta entre el acero y el concreto y falla por compresión del concreto reforzado (19).

Para evitar que los elementos de la estructura incursionen en uno de estos estados límite, se proceden a realizar diseños, con método basados en la no incursión de estados límite de resistencia, usando uno de los enfoques mostrados a continuación.

2.2.4.2. Diseño con factores de carga y resistencia-LRFD

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga (13).

$$\phi R_n \geq R_u$$

(Factor de reducción ϕ) (Resistencia nominal de un miembro) \geq Fuerza factorizada calculada en el miembro, R_u

2.2.4.3. Diseño por esfuerzos admisibles-ASD

Con el método ASD, las cargas de servicio generalmente no se multiplican por factores de carga o de seguridad. Más bien, se acumulan, tal como estén, para diversas combinaciones factibles, y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para

calcular las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas totales no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros, divididas por factores de seguridad apropiados. En forma de ecuación, la expresión puede escribirse como la siguiente:

$$R_n / \Omega \geq R_a$$

(Resistencia nominal del miembro) / (Factor de seguridad Ω) \geq Mayor fuerza calculada en el miembro, R_a

2.2.4.4. Combinaciones de carga

Se presentan las combinaciones según el tipo de elemento estructural:

Para estructuras metálicas

En la propuesta de Norma E 090, las siguientes cargas nominales deben ser consideradas para en análisis estructural (21):

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo con la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

R: Carga por lluvia o granizo.

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método **LRFD**, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- a) $R_u = 1,4D$
- b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- c) $R_u = 1,2D + 1,6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$
- d) $R_u = 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- e) $R_u = 1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$
- f) $R_u = 0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$

En las combinaciones c, d y e, el factor de cargas para L debe ser considerado como 1,0 en el caso de estacionamientos, auditorios y todo lugar donde la carga viva sea mayor a 4800 Pa (490 kg/m²).

Para la aplicación del método **ASD** las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- a) $R_a = D$
- b) $R_a = D + L + (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- c) $R_a = D \pm (W \text{ ó } 0,7E)$
- d) $R_a = D + 0,75L + 0,75Lr \pm 0,75(W \text{ ó } 0,7E)$
- e) $R_a = 0,6D \pm (W \text{ ó } 0,7E)$

Para estructuras de concreto armado

la Norma E 060, en la aplicación del método **LRFD** menciona las siguientes combinaciones que deben ser investigadas (22):

- a) $R_u = 1,4 D + 1,7 L$
- b) $R_u = 1,25 (D + L \pm W)$
- c) $R_u = 0,9 D \pm 1,25 W$
- d) $R_u = 1,25 (D + L) \pm E$
- e) $R_u = 0,9 D \pm E$

2.2.4.5. Factores de seguridad y de reducción

Factor de reducción ϕ (LRFD)

Para estructuras metálicas

Se usarán los siguientes factores de seguridad según el caso de análisis:

Tabla 3

Valores del factor de reducción resistencia para miembros de acero y sus conexiones.

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia	Caso	Factor de resistencia
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90	Juntas soldadas, con soldadura de filete sometida a corte	0.75
	Rotura en el área neta	0.75	Juntas soldadas, con soldadura de tapón o muesca	0.75
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	0.90	Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura: <ul style="list-style-type: none"> • Metal base • Soldadura 	0.75 0.80
	Pandeo torsional o flexo-torsional			
	Pandeo local			
Miembros flexionados	Fluencia	0.90	Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura: <ul style="list-style-type: none"> • Metal base • Soldadura 	0.90 0.80
	Pandeo lateral-torsional			
	Pandeo local de ala		Juntas soldadas con soldadura de penetración parcial sometidas a corte:	0.75
	Pandeo local de alma			
	Fluencia por compresión o tracción del ala			
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90	Conexiones apernadas: pernos sometidos a corte y/ o tracción	0.75
	Pandeo de alma		Conexiones a deslizamiento crítico: pernos de alta resistencia	1.00, 0.85 o 0.70 (según tipo de agujero)
			Conexiones apernadas: aplastamiento o desgarramiento.	0.75

Nota: Tomado de "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", por F. Crisafulli. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.

Para estructuras de concreto armado

Se usarán los siguientes factores de seguridad según el caso de análisis:

Tabla 4

Valores del factor de resistencia para miembros de concreto armado

Caso	Factor de resistencia
Miembros a flexión, sin carga axial	0.90
Miembros traccionados con o sin flexión	0.90
Miembros comprimidos con o sin flexión	0.75
Miembros sometidos a corte y torsión	0.85
Miembros sometidos a aplastamiento	0.70

Nota: Adaptado de "Norma E 060. Reglamento Nacional de Edificaciones, por SENCICO, 2009. ISBN 978-9972-9433-4-8

Factor de seguridad Ω (ASD)

Para estructuras metálicas

Se usarán los siguientes factores de seguridad según el caso de análisis:

Tabla 5

Valores del coeficiente de seguridad para miembros de acero y sus conexiones

Caso	Estado límite de resistencia	Coef. de seguridad	Caso	Coef. De seguridad
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	1.67	Juntas soldadas, con soldadura de filete sometida a corte	2.00
	Rotura en el área neta	2.00	Juntas soldadas, con soldadura de tapón o muesca	2.00
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	1.67	Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura: • Metal base • Soldadura	2.00
	Pandeo torsional o flexo-torsional			1.88
	Pandeo local		Juntas soldadas, con soldadura de penetración parcial sometida a tracción normal al eje de la soldadura: • Metal base • Soldadura	1.67 1.88
Miembros flexionados	Fluencia	1.67	Juntas soldadas con soldadura de penetración parcial sometidas a corte:	2.00
	Pandeo lateral-torsional		Conexiones apernadas: pernos sometidas a corte y/ o tracción	2.00
	Pandeo local de ala		Conexiones a deslizamiento crítico: pernos de alta resistencia	1.50, 1.76 o 2.14 (según tipo de agujero)
	Pandeo local de alma		Conexiones apernadas: aplastamiento o desgarramiento.	2.0
	Fluencia por compresión o tracción del ala			
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	1.67		
	Pandeo de alma			

Nota: Tomado de "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", por F. Crisafulli. Santiago de Chile : Asociación Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.

Estos factores también podrán ser usados como factores de seguridad, dividiendo el coeficiente entre la unidad.

2.2.5. Normativas

Las consideraciones y cálculos correspondientes para el análisis y diseño estructural del edificio de la presente tesis se realizarán de acuerdo a lo especificado en las siguientes normas de diseño.

a) Medrado de cargas: Norma E.020 de cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta norma. Estas cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio.

Esta norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las normas propias del diseño de los diversos materiales estructurales.

b) Análisis sísmico: Norma E.030-2017

La norma de diseño sismo-resistente E.030 recomienda diseñar estructuras regulares evitando discontinuidades significativas horizontales y/o verticales en su configuración resistente a cargas laterales. Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en la misma.

c) Diseño de elementos en acero y elementos compuestos: Norma E.090 de estructuras metálicas (propuesta final 2016)

Esta norma comprende el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas de acero para edificaciones. Su obligatoriedad se reglamenta en la Norma G.010 Consideraciones Básicas del Reglamento Nacional de Edificaciones y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional.

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

Esta norma debe emplearse en conjunto con las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones vigentes a la fecha de su aplicación. Asimismo, esta norma acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD).

d) Diseño de elementos en acero y elementos compuestos: AISC 2016

Se aplica al diseño de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con concreto armado, en los cuales los componentes de acero se definen en el AISC. Esta especificación establece criterios para el diseño, fabricación y el montaje de edificios de acero estructural y otras estructuras, donde otras estructuras se definen como aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de manera similar al de edificios, indicando de esta manera que sus elementos resistentes a cargas verticales y laterales son similares a los sistemas resistentes de los edificios.

En caso de que esta especificación haga referencia al código de construcción aplicable, y dicho código no existiera, las cargas, combinaciones de carga, limitaciones de sistema, y requerimientos de diseño en general serán los establecidos en ASCE/ASEI.

Cuando dichas condiciones no son cubiertas por esta especificación, se permite que el diseño se realice basado en ensayos o análisis, con la condición de que sean aprobados por la autoridad competente. Se permite el uso de métodos alternativos de análisis y diseño, en la medida que tales métodos sean aceptados por la autoridad competente.

2.2.6. Armaduras reticuladas de acero

Cuando se trata de techados de grandes luces, las estructuras metálicas se muestran como las más eficientes debido a las propiedades físicas del acero, expuestas anteriormente. como techo la estructura metálica servirá para transmitir las cargas provenientes de la cubierta a los apoyos de la estructura principal (esqueleto

estructural); se pueden identificar tres tipos de elementos: primarios o vigas de techo entre ellos la armadura principal y también se pueden incluir vigas intermedias y secundarios conocidos como correas o viguetas, además de los elementos arriostrantes que pueden ser tensores y arriostres diagonales. Asimismo, los elementos primarios son los que brindan apoyo a las correas y transmiten las cargas provenientes de estos a los elementos de la estructura principal, ya sean columnas o paredes. Además, los elementos secundarios son los que brindan apoyo y fijación a la cubierta de techo y distribuidos a lo largo de la viga de techo; por lo general están dispuestos de manera perpendicular a la pendiente del techo. Los elementos arriostrantes son aquellos que dan rigidez a los elementos anteriores, evitando el efecto de pandeo (6).

Secciones de acero utilizadas

El acero estructural ofrece gran diversidad de perfiles, los perfiles más usados se muestran a continuación:

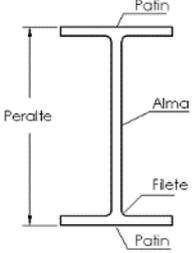
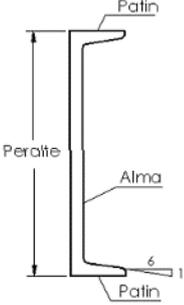
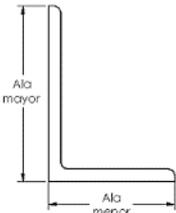
a) Perfiles laminados en caliente

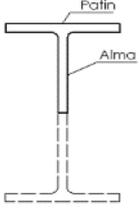
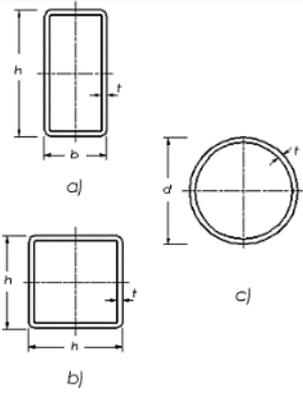
Son perfiles fabricados de barras primarias que pasan a través de molinos laminados y estos moldean a la barra en las distintas secciones de acero que se ofrece en el mercado. Las dimensiones normadas de las secciones serán proporcionadas en el Manual of Steel Construction del AISC.

El cuadro a continuación contiene las secciones de acero laminadas en caliente que se utilizan comúnmente.

Tabla 6

Secciones de acero comunes en techos

Sección	Descripción	Usos
 <p>Perfil W</p>	<p>Consiste en dos elementos rectangulares horizontales llamados patines y uno vertical llamado alma, conectados por filetes, el alma por lo general tiene un espesor menor que el de los patines Se designa por la letra W seguido del peralte nominal en pulgadas</p>	<p>Se utilizan como elementos primarios en techos de edificaciones de un nivel con conexiones rígidas, por ejemplo, en naves industriales.</p>
 <p>Canal C</p>	<p>Consiste en dos elementos horizontales paralelos llamados patín y un vertical llamado alma, las superficies internas de ambos patines tiene una pendiente aproximada de 1 en vertical a 2 en horizontal. Se designan por la letra C seguido de su peralte nominal en pulgadas y su peso por unidad lineal en libras por pie lineal. Comúnmente se utilizan en pares.</p>	<p>Se observan como elementos secundarios (viguetas) en naves industriales y utilizadas en pares como elementos diagonales en armaduras.</p>
	<p>Consiste en dos elementos perpendiculares entre sí llamados alas, unidos en uno de sus extremos. Las alas pueden ser de igual o</p>	<p>Usados en pares como miembros de armaduras (brida inferior y superior), en elementos de soporte atiesados y en conexiones</p>

<p>Perfil L</p>	<p>diferente longitud, pero con el mismo espesor. Las superficies interna y externa de las alas son paralelas. Se designan por la letra L seguido por la longitud del ala mayor, la del ala menor y su espesor en pulgadas.</p>	<p>atornilladas como parte de la unión.</p>
 <p>T estructural, ST o WT</p>	<p>Estos perfiles son derivados de las secciones W, la cual son cortadas por la mitad y se obtienen dos perfiles T.</p>	<p>Utilizados como parte de armaduras (montantes y diagonales), en elementos arriostrantes y de apoyo.</p>
 <p>(a)(b) Perfiles tubulares</p> <p>(c)Tubo</p>	<p>Tienen forma rectangular (a) o cuadrada (b) y se designan por las letras HSS seguido por la dimensión mayor, la menor y su espesor de pared. Los perfiles circulares huecos (c) se designan por la letra P seguidos por su diámetro externo nominal para secciones estándar, por una 'x' y su diámetro nominal para secciones reforzadas, y por 'xx' y su diámetro nominal para secciones doblemente reforzadas.</p>	<p>Se observan como correas en techos con carga liviana y como miembros de armaduras (montantes y diagonales).</p>

Nota: Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Existen también diversos tipos de aceros con propiedades diversas, según el caso de aplicación como resistencia a la corrosión para la sobreexposición a la humedad, mayor resistencia a la fractura para elementos con cargas cíclicas, mejor soldabilidad para elementos sometidos a grandes esfuerzos en sus conexiones, etc. Esto se logra variando el porcentaje de los componentes principales como se explicó anteriormente.

b) Perfiles laminados en frío

Son perfiles formados al doblar tiras de acero de bajo carbono o de baja aleación a temperatura ambiente. Se diferencian de los elementos de acero laminados en caliente por sus esquinas redondeadas y sus elementos planos esbeltos de espesor uniforme. Estos perfiles son usados para formar miembros estructurales y también coberturas debido a su resistencia a la corrosión atmosférica. Debido a la facilidad en su fabricación y su gran diversidad en secciones, las dimensiones de las secciones existentes no están normadas (6).

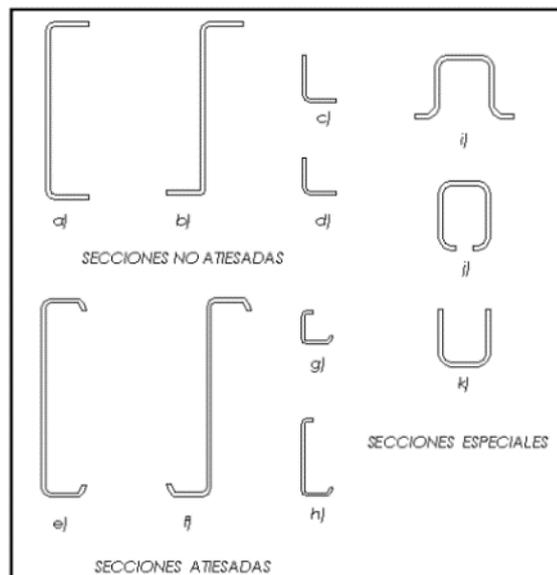


Figura 17. Perfiles estructurales formados en frío. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

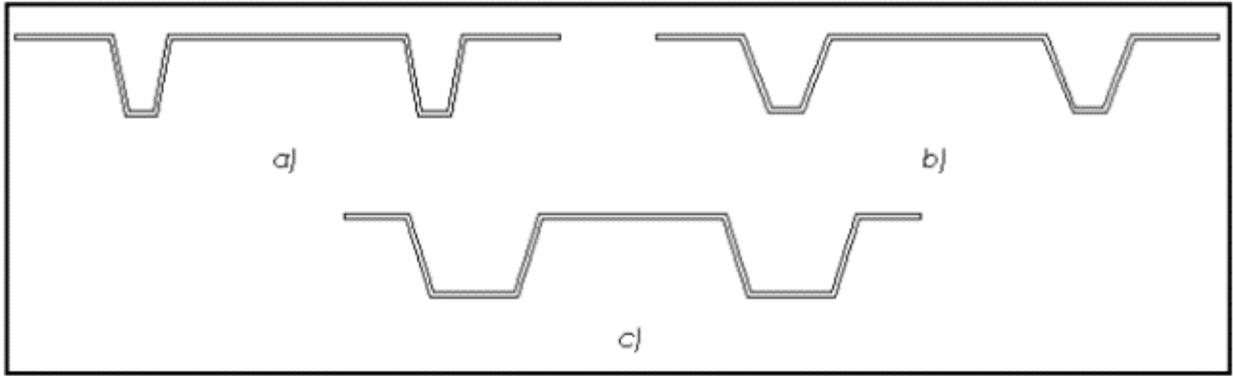


Figura 18. Perfiles de superficie formadas en frío. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.7. Componentes del techo metálico

De acuerdo con el esquema mostrado, los elementos primarios pueden ser: armaduras, vigas de alma abierta o vigas de alma llena. Mientras que los elementos secundarios pueden ser: vigas de alma abierta, vigas espaciales o vigas a partir de perfiles laminados en frío o caliente tipo C o I. Asimismo, los elementos arriostrantes que en el caso de tensores lo más usados son las barras circulares lisas en forma de Cruz de San Andrés y en arriostres diagonales las barras circulares lisas (6).

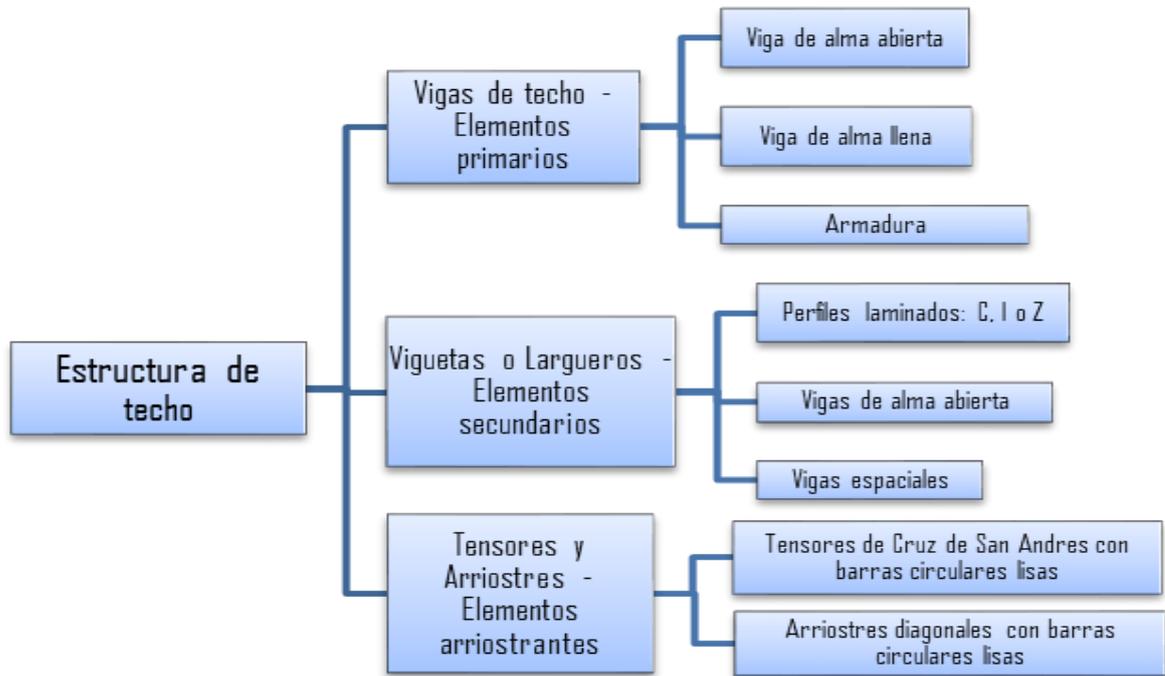


Figura 19. Componentes de las estructuras de techo metálicas y sus configuraciones más usadas. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Los elementos metálicos que conforman la estructura de techo se pueden dividir en dos grupos según su elaboración en armados y laminados. La diferencia entre ellos es que los elementos armados se elaboran según especificaciones particulares que no se encuentren en la gama de los perfiles laminados. Los elementos laminados se utilizan tal y como obtienen de fábrica, mientras que los armados se “arman” en la obra o taller. Los elementos armados pueden ser: armaduras, vigas espaciales o vigas de alma abierta.

La figura 20 presenta la disposición de los componentes de los techos con estructura de soporte a base de elementos metálicos con relación a la estructura principal. Es importante notar que se pueden tener varias combinaciones de estructura y apoyos; así como de vigas de techo y viguetas. En la figura se ejemplifica con el perfil laminado C como elemento secundario, la armadura o tijeral como elemento primario y columna de concreto reforzado como apoyo de la estructura principal.

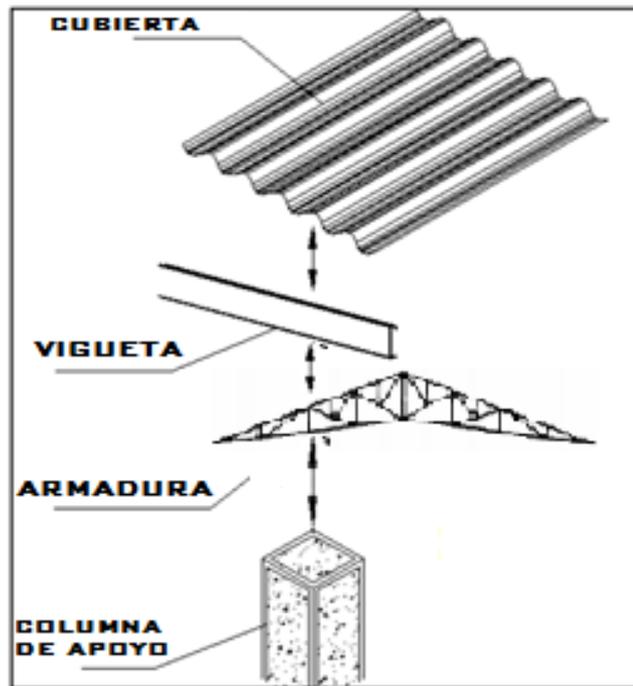


Figura 20. Techos con estructura a base de elementos metálicos. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

La mejor combinación de estos elementos dependerá de las condiciones de la edificación, y puede que existan más de una combinación óptima, con el objetivo de lograr acercarnos más a esto, a continuación, se describe detalladamente cada uno de estos elementos.

2.2.8. Vigas principales

Los tipos de elementos que pueden actuar como viga principal son expuestos a continuación.

2.2.8.1. Armaduras

Son un conjunto de elementos lineales formando un conjunto de triángulos para formar una estructura plana rígida (6). Está formado por los siguientes elementos: brida superior brida inferior que pueden ser paralelos o no, y los miembros verticales llamados montantes y las diagonales llamados de la misma manera (ver figura 21).

Estos miembros pueden ser perfiles tipo “W” o “L” (sencillos o dobles), tés estructurales, canales o tubulares. A los puntos donde concurren dos o más miembros se les llaman nodos y a la distancia entre dos nodos adyacentes se le llama longitud del panel. Usualmente se considera como una estructura simplemente apoyada y todas las conexiones entre los miembros se consideran articuladas. Soporta cargas que generan efectos de flexión; las bridas superior e inferior absorben los esfuerzos inducidos por el par interno y los miembros del alma (montantes y diagonales) transmiten el cortante a los apoyos (6).

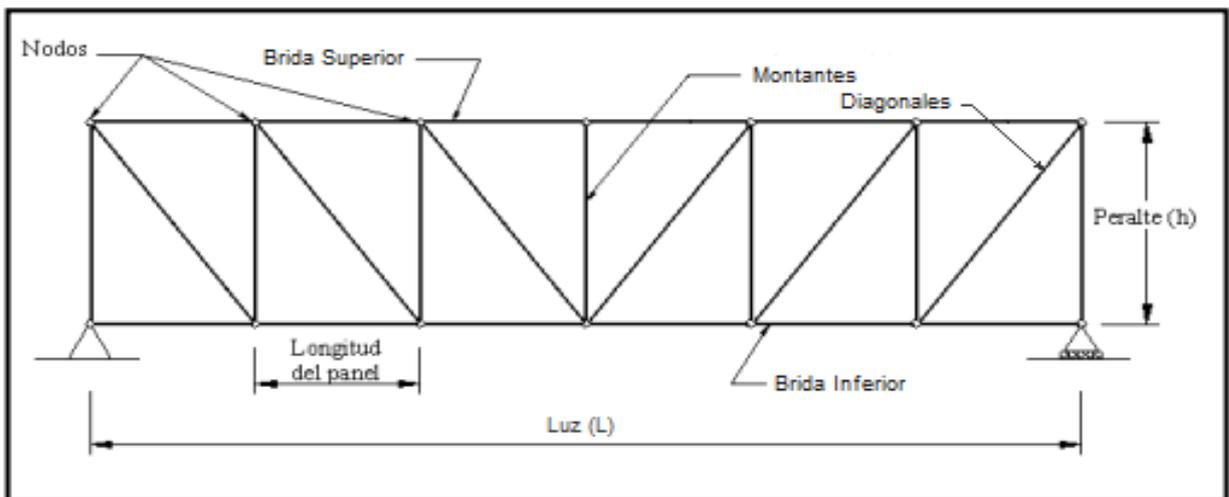


Figura 21. Partes de una armadura. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Existen diversas configuraciones de armaduras usadas en techos, la eficiencia en el su funcionamiento estructural dependerá de la forma y el material del techo, los tipos más comunes son los mostrados a continuación.

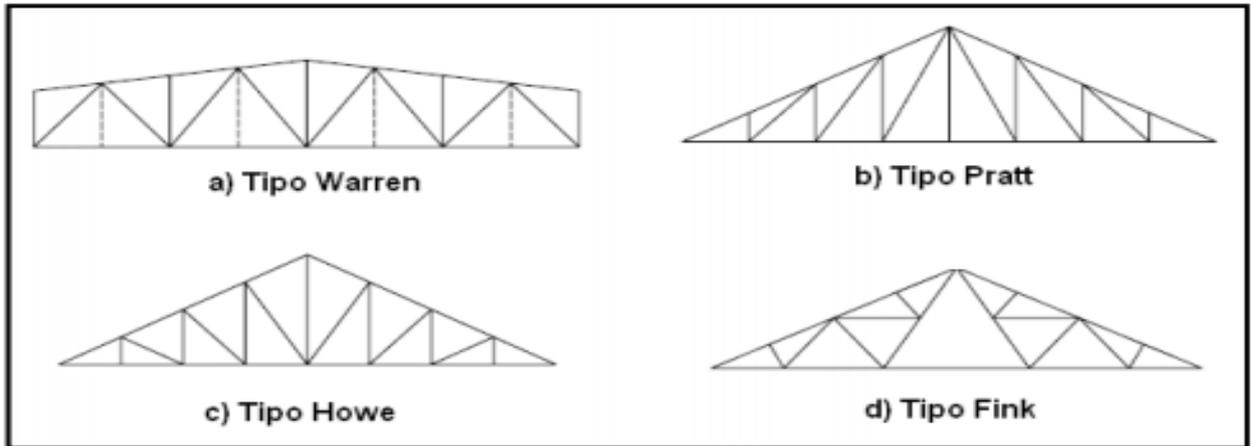


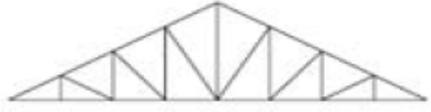
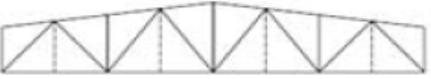
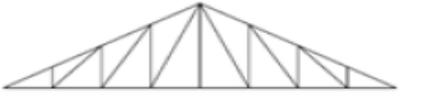
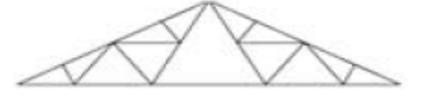
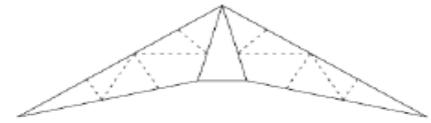
Figura 22. Armaduras comunes en techos. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Se recomienda que las pendientes en las diagonales deben oscilar de 30° a 45° y la separación de los nudos no debe exceder una distancia de 2.4 a 3.4 metros.

Los tipos de armaduras mostrados anteriormente difieren en la dirección de sus diagonales, ya que de esto dependerá a qué tipo de esfuerzos estará sometidos los elementos de la armadura, por ejemplo, en la armadura tipo Howe las diagonales trabajarán a compresión, es por esto que su uso será recomendado para armaduras de madera más que de acero. Los tipos de armadura Pratt y Warren son más utilizados en armaduras metálicas.

Tabla 7

Usos de los diferentes tipos de techos según la luz libre

ARMADURA	TIPO	LUZ
	HOWE	$L \leq 30\text{m}$
	WARREN	$12 \leq L \leq 38\text{m}$
	PRATT	$12 \leq L \leq 38\text{m}$
	FINK	$L \leq 36.5\text{m}$
	POLONCEAU	$L \leq 24\text{m}$
	DIENTE DE SIERRA	$L \leq 15\text{m}$

Nota: Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Las ventajas de las armaduras son su bajo peso, su capacidad de cubrir grandes claros y puede proporcionar espacios para los dispositivos de tuberías y ductos; sin embargo, el costo de su elaboración es muy alto, por lo cual no es apropiada para claros cortos comparada con las vigas de alma llena o abierta.

2.2.8.2. Vigas de alma abierta

Son elementos de acero armados compuestos de miembros dispuestos paralelamente llamados brida superior e inferior unidos por varillas que se encuentran soldadas a

estas. Este tipo de estructura puede cubrir hasta 18 m de luz, el peralte se predimensionará dividiendo la luz entre 24 ($h/L = 1/24$) (6). Por lo general la configuración de este tipo de elementos es de tipo Warren y su peralte varía de 20 a 76 cm. Las bridas por lo general están formadas perfiles laminados en caliente como ángulos dobles, barras o perfiles en C, o perfiles laminados en frío que son más livianos. Las diagonales en su mayoría consisten en barras de acero lisas o corrugadas (aunque las barras corrugadas están fabricadas para servir de barras de refuerzo en estructuras de concreto armado y no deben usarse bajo ningún motivo como elementos estructurales individuales).

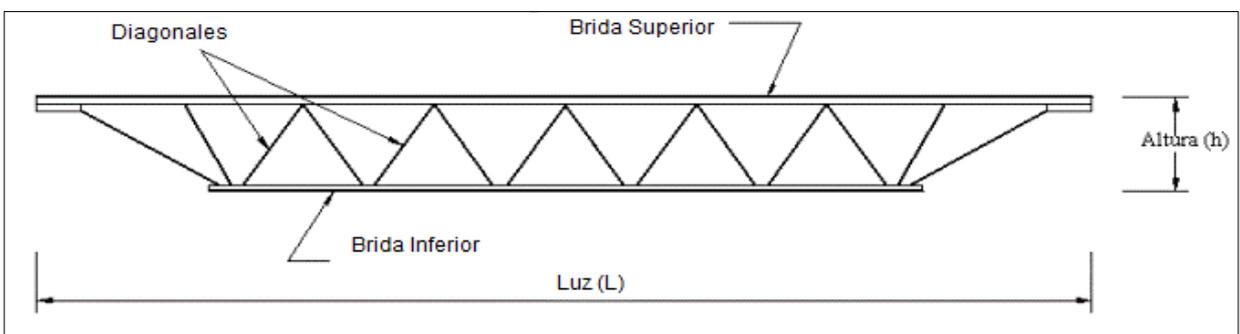


Figura 23. Viga de acero de alma abierta. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

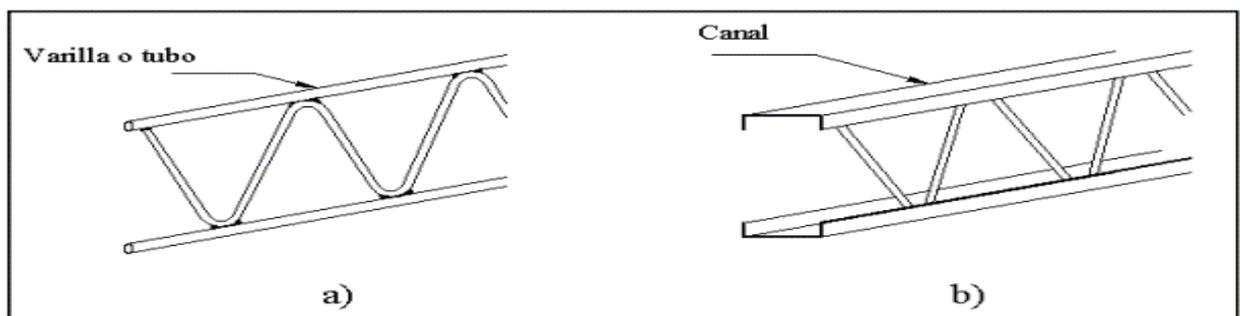


Figura 24. Cuerdas de una viga de alma abierta. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Este tipo de vigas puede ser usado como viga principal, así como también de vigueta, ya que las vigas de alma abierta son dimensionadas según la capacidad

específica que requieren y esta será una gran ventaja en comparación con los elementos laminados tipo I, C o T.

Existen también vigas prefabricadas de este tipo que agilizan el montaje de los techos, también se fabrican en taller debido a que se pueden necesitar vigas de una capacidad específica. Estas vigas poseen alta relación resistencia – peso en comparación con otros sistemas, además de permitir espacios para ductos e instalaciones eléctricas.

2.2.8.3. Vigas de alma llena

Se llaman perfiles de alma llena a los perfiles laminados en caliente tipo I, C, o T. Estos elementos prefabricados tienen un comportamiento de viga-columna, ya que están sometidos a flexión y carga axial, no existe una relación peralte-luz definida, el peralte se definirá ya en el proceso de diseño de manera iterativa. Asimismo, se observan en estructuras de un nivel en la cual todas las conexiones son rígidas. También se encuentran vigas de alma llena con peralte variable, cuyo fin es reducir la sección en zonas donde no se soliciten esfuerzos grandes, reduciendo el peso en estas zonas. A pesar de que comparado con las vigas de alma abierta tienen un elevado peso, se prefieren por su alta resistencia, capacidad de cubrir grandes luces y principalmente por la facilidad de montaje (6).



Figura 25. Viga de alma llena de sección constante tipo I. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.9. Correas de techo

2.2.9.1. Perfiles laminados

Estos perfiles que están sometidos principalmente a flexión y se usan generalmente como viguetas para soportar la cobertura de techo. Se consideran en condición de simplemente apoyada sobre los elementos primarios (apoyos principales como armaduras, vigas de alma abierta o llena). Estas secciones pueden ser laminadas en frío o caliente siendo las más usadas las C, I o Z. El espacio entre perfiles dependerá de las cargas solicitantes por lo general de 60 a 180 cm y la relación peralte – luz recomendable debe estar entre **1/30 a 1/24** (6).

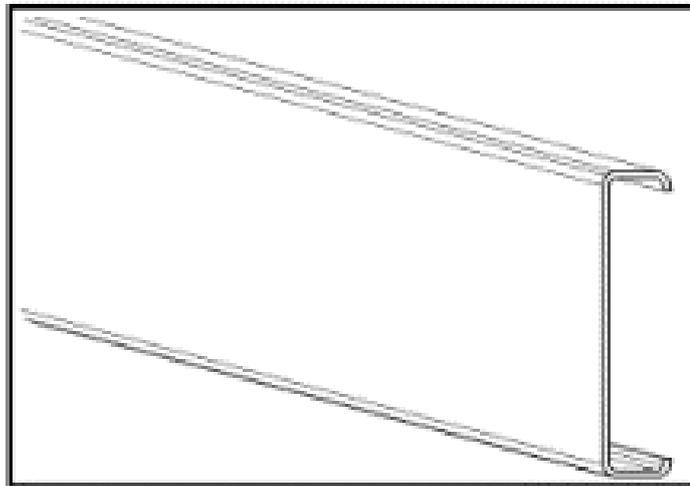


Figura 26. Correa laminado tipo “C”. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.9.2. Vigas espaciales

Son elementos que por lo general están sometidos a flexión, el comportamiento es similar al de una viga de alma abierta, están formados por dos cuerdas superiores que absorben los esfuerzos de compresión inducidos por el momento flector y una cuerda inferior que absorbe los de tensión, la celosía lateral es la encargada de absorber y transmitir la fuerza cortante a los apoyos, la celosía superior solo tiene como función mantener la geometría de la viga. Tanto las cuerdas como las celosías están

formadas por lo general de barras. Estos elementos tienen la ventaja de armarse según la capacidad requerida siendo una gran ventaja sobre los elementos laminados (6).

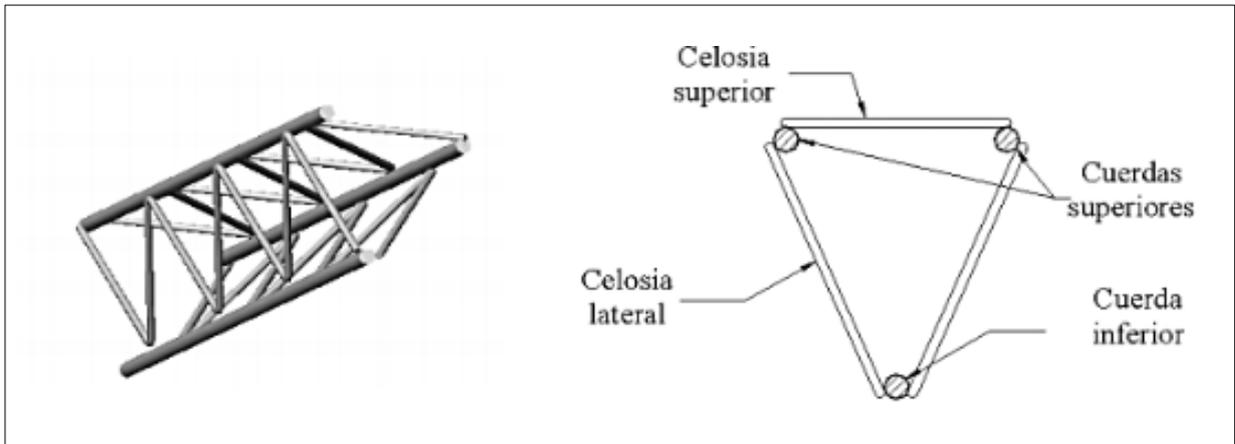


Figura 27. Detalle polín espacial. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.10. Cubiertas de techo

Son los elementos encargados de proteger el interior de la estructura de todas las condiciones atmosféricas externas y que por lo tanto necesita estar formado de materiales de gran resistencia a las variaciones de temperatura, además de ser impermeable para drenar correctamente el agua de las lluvias. Algunos de los materiales más usados son la lámina galvanizada y la lámina de fibrocemento (6).

2.2.11. Conexiones

En las estructuras de techo metálico las conexiones se realizan por lo general con conexiones de soldadura y conexiones atornilladas las cuales se explican a continuación.

2.2.11.1. Conexión atornillada

Este tipo de conexión usa la transferencia de cargas a través de puntos específicos ubicados en los elementos a conectar, donde se colocan los pernos o

tornillos. Un tornillo es una barra metálica se sección transversal circular, con una cabeza agrandada en un extremo y un cuerpo o espiga enroscada en el otro extremo. Para la conexión a veces es necesario añadir un accesorio al sistema para asegurar aún más la conexión, este puede ser una pequeña placa bajo el elemento atornillado y puede estar ubicado en cualquiera de los extremos (6).

Conexión soldada

La conexión por soldadura se realiza mediante un metal fundido producido por un calor intenso aplicado. El proceso más común se obtiene generando calor entre la superficie metálica y una varilla llamada electrodo mediante un arco eléctrico (6).

Las soldaduras pueden clasificarse según la forma de transferencia de carga como:

- **Soldaduras de línea.** La más común la soldadura de filete, en este tipo de soldadura la transferencia de carga se da a lo largo de una o de varias líneas en el eje de soldadura.
- **Soldadura de superficie.** La más común la soldadura de ranura, en este tipo de soldadura la transferencia de carga se da a través de un área.

a) Soldadura tipo filete

Este tipo de soldadura es el más utilizada en las estructuras metálicas para techo, ya que no requiere mucha preparación del material de la placa a soldar, además el operador no requiere mucha destreza con respecto a uno que desarrolla soldadura de ranura.

La soldadura puede ser longitudinal o transversal, dependiendo del ángulo que forme el eje de soldadura con el eje de la fuerza aplicada.

- **Soldadura longitudinal.** La soldadura longitudinal recibe esfuerzos de corte en su superficie por parte de la fuerza aplicada, en caso de soldaduras con brazos iguales (w) el cortante máximo ocurre a 45° en la garganta.

- **Soldadura transversal.** En la soldadura transversal la garganta estará sometido a esfuerzos cortantes y te tensión o compresión.

Experimentalmente se ha probado que la soldadura transversal es hasta un 50% más resistente que la soldadura longitudinal, la razón principal se debe a que en la soldadura transversal los esfuerzos están más uniformemente repartidos, mientras que en la soldadura longitudinal el esfuerzo es más disparejo debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura (6).

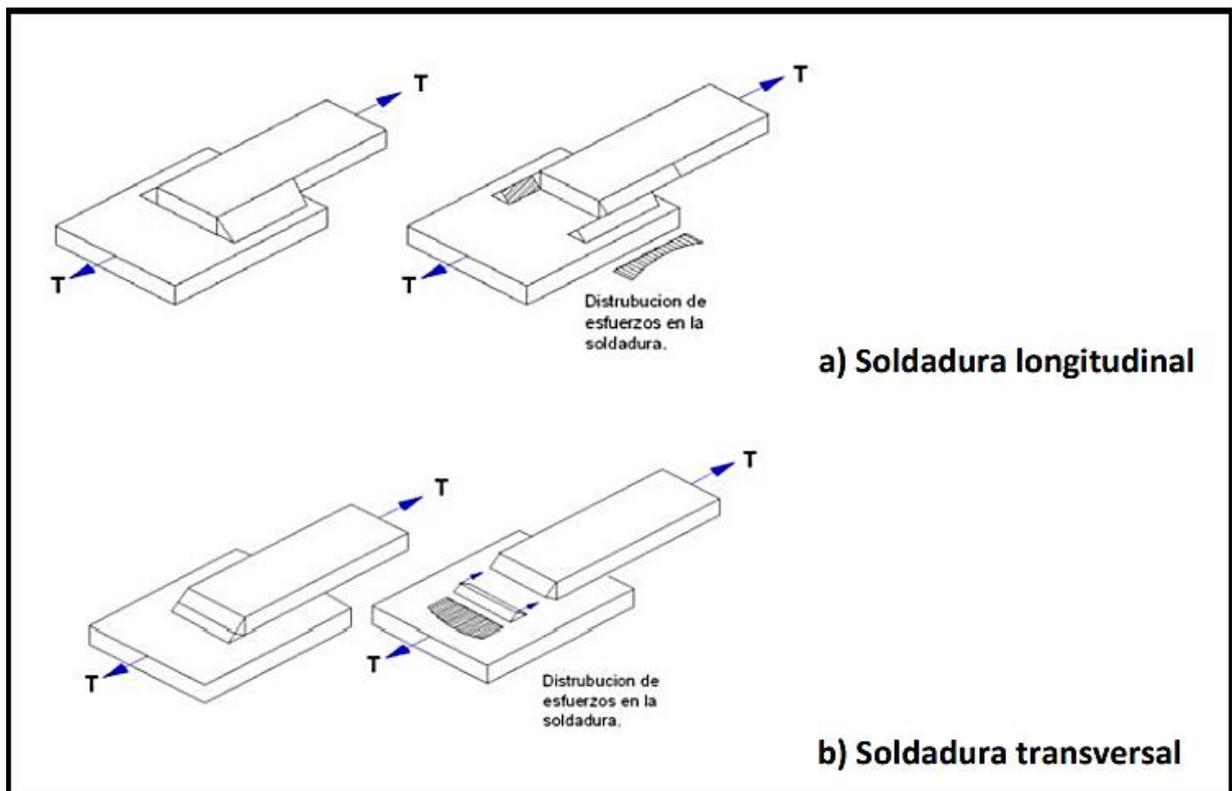


Figura 28. Tipos y distribución de esfuerzos en las soldaduras. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Las conexiones más importantes que se dan en las estructuras de techo son las que se dan entre los elementos primarios y los apoyos, entre dos elementos primarios

y entre elementos primarios con secundarios. El tipo de conexión siempre estará regido por el diseño, por ejemplo, para la unión de elementos primarios con el apoyo se usará una conexión atornillada y para la conexión de las partes de los elementos primarios (armaduras o vigas de alma abierta) se usan soldaduras.

2.2.12. Apoyos

Las conexiones en los apoyos sirven para transmitir la carga del peso del techo a la estructura principal, existen diversos tipos de conexiones en los apoyos y estos variaran dependiendo del apoyo, si este es de acero, de concreto o de albañilería. Una forma de conexión es embebiendo parte de la viga (figura 34-a) o conectores previamente conectados a las vigas (figura 34-b) como se muestra a continuación.

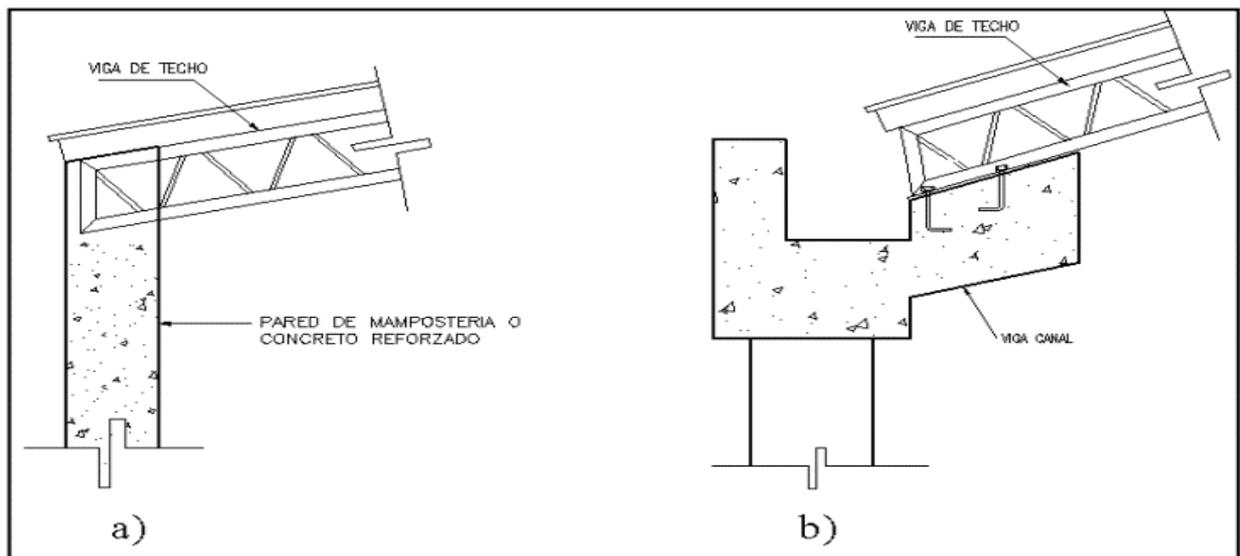


Figura 29. Vigas de techo embebidas en los elementos de apoyo. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

También existen la opción de realizar una conexión por medio de la fijación de una placa de hacer a través de pernos embebidos en el concreto, esto para apoyos de albañilería o concreto armado como se observa en la figura 35.

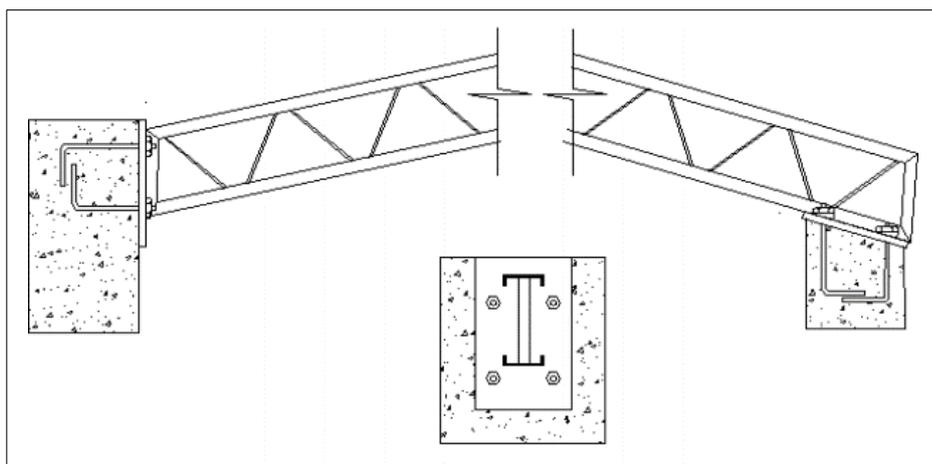


Figura 30. Detalle de estructura de techo con unión por medio de placa. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

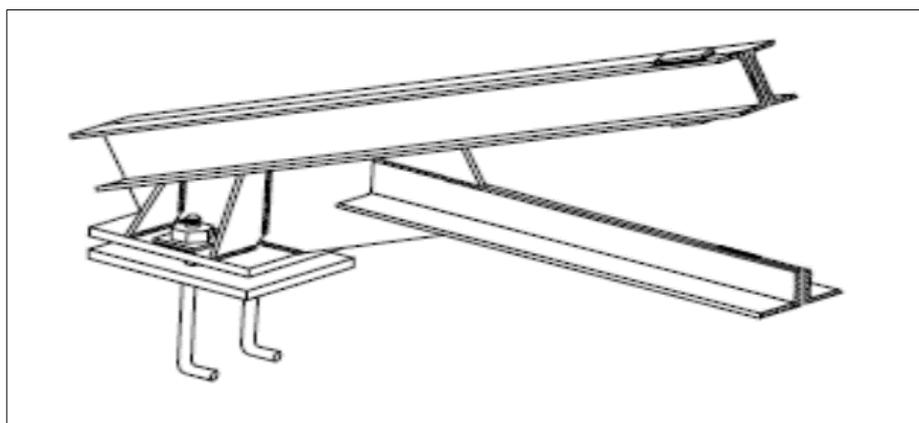


Figura 31. Detalle de estructura de techo con unión por medio de placa. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Las vigas metálicas de techo (elementos primarios) pueden apoyarse sobre los apoyos principales a través de placas de unión y estas pueden ser fijas o deslizantes.

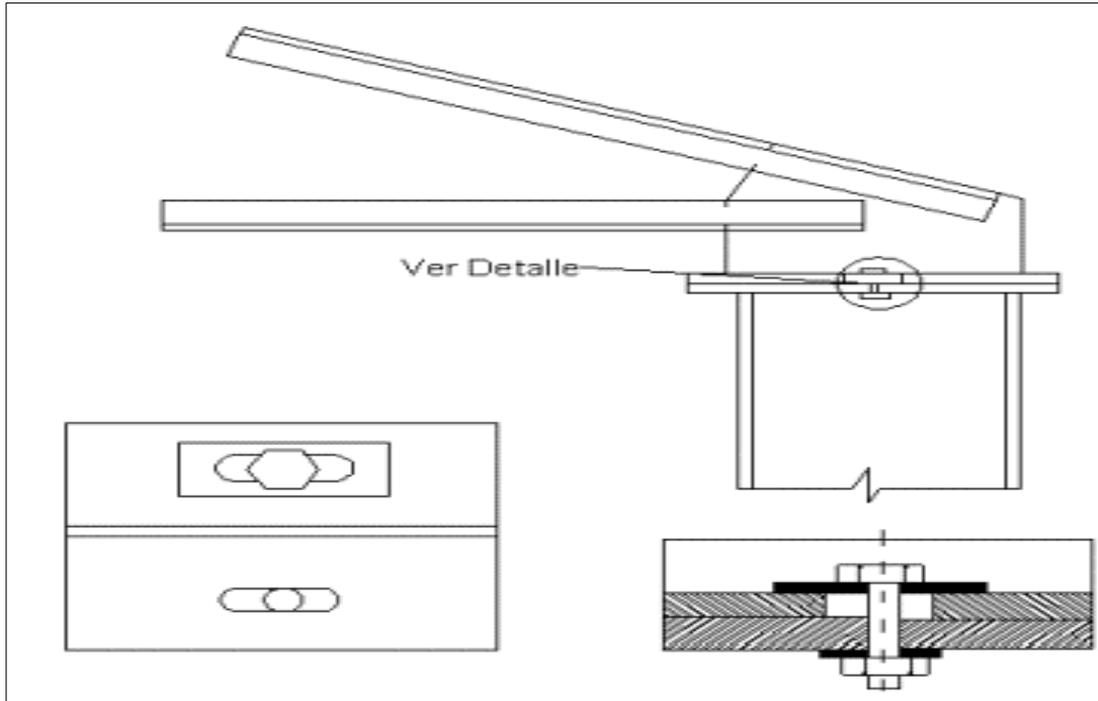


Figura 32. Apoyo deslizante. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.13. Tensores

Estos elementos como su nombre lo expresan trabajan a tensión brindando soporte lateral a las viguetas. La mayoría de las cargas aplicadas en la vigueta son verticales por lo que tendrán un componente paralelo a la dirección del techo (W_x) que generará flexión en las viguetas.

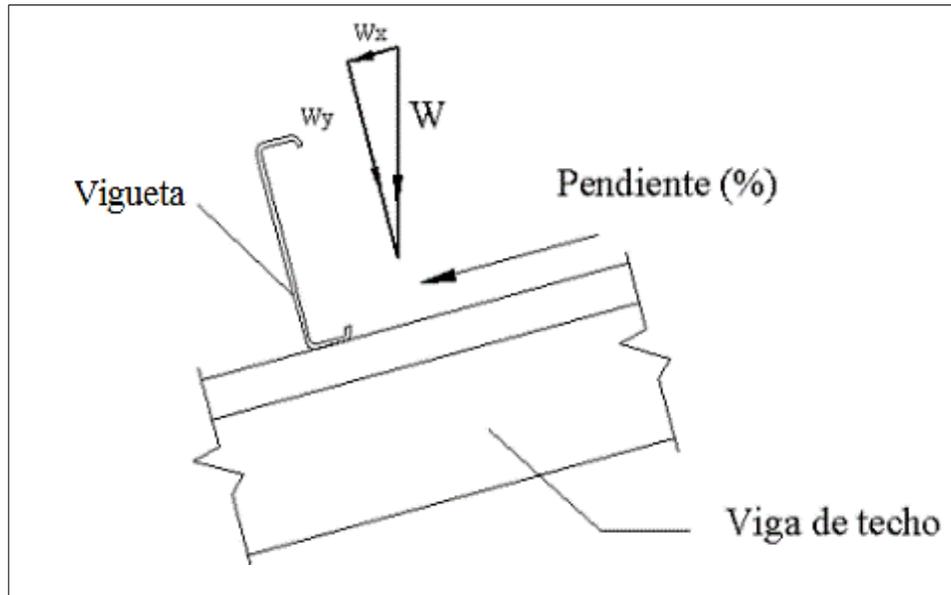


Figura 33. Cargas sobre la vigueta. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

La ubicación de los tensores puede ser en la mitad o a cada tercio de la vigueta e incluso intervalos más frecuentes, esto dependerá del largo de esta y de la sección de la vigueta y de la pendiente de inclinación del techado.

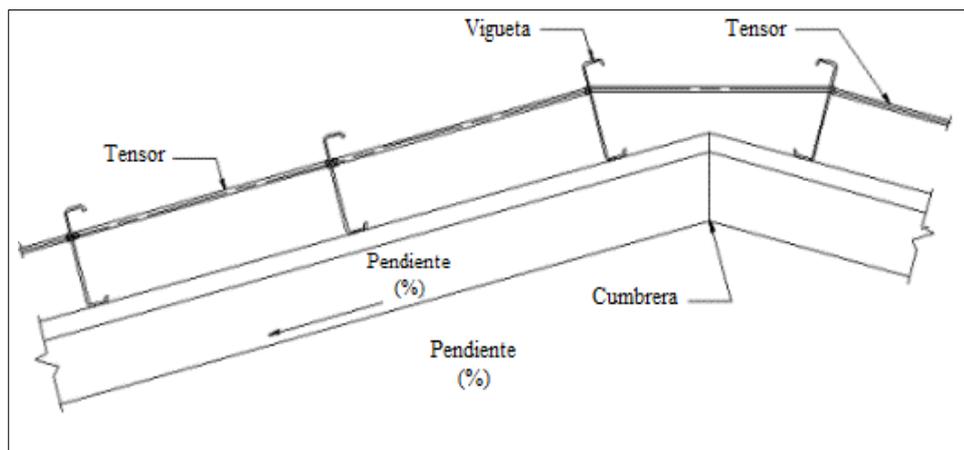


Figura 34. Viguetas de techos tipo C con tensores. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.14. Arriostramientos

Los elementos de acero son muy susceptibles al pandeo, por tal razón para el diseño se debe garantizar la estabilidad de los elementos del techo. Asimismo, las vigas principales de techo como, por ejemplo, una armadura, están sometidas a flexión y en algunos casos a flexocompresión, por lo cual son elementos susceptibles al pandeo en la zona a compresión; en caso de armaduras y vigas de alma abierta la brida superior y en caso de vigas de alma llena el patín superior se encontrará a compresión.

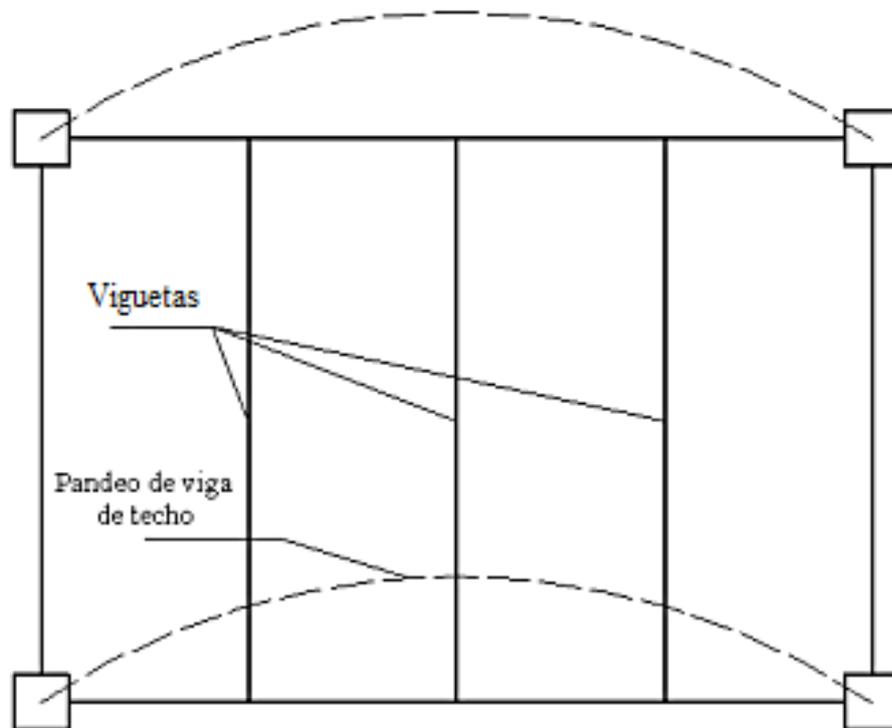


Figura 35. Pandeo de vigas de techo sin soporte lateral. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Se puede considerar a las viguetas como soportes laterales efectivos si están conectados adecuadamente a los miembros a compresión. Para lograr esta efectividad en los puntos de conexión entre viga de techo y vigueta se debe impedir los desplazamientos de las viguetas en su dirección axial, para ello vinculamos un extremo

de la vigueta con un arriostre diagonal hacia el extremo de otra vigueta como se muestra a continuación.

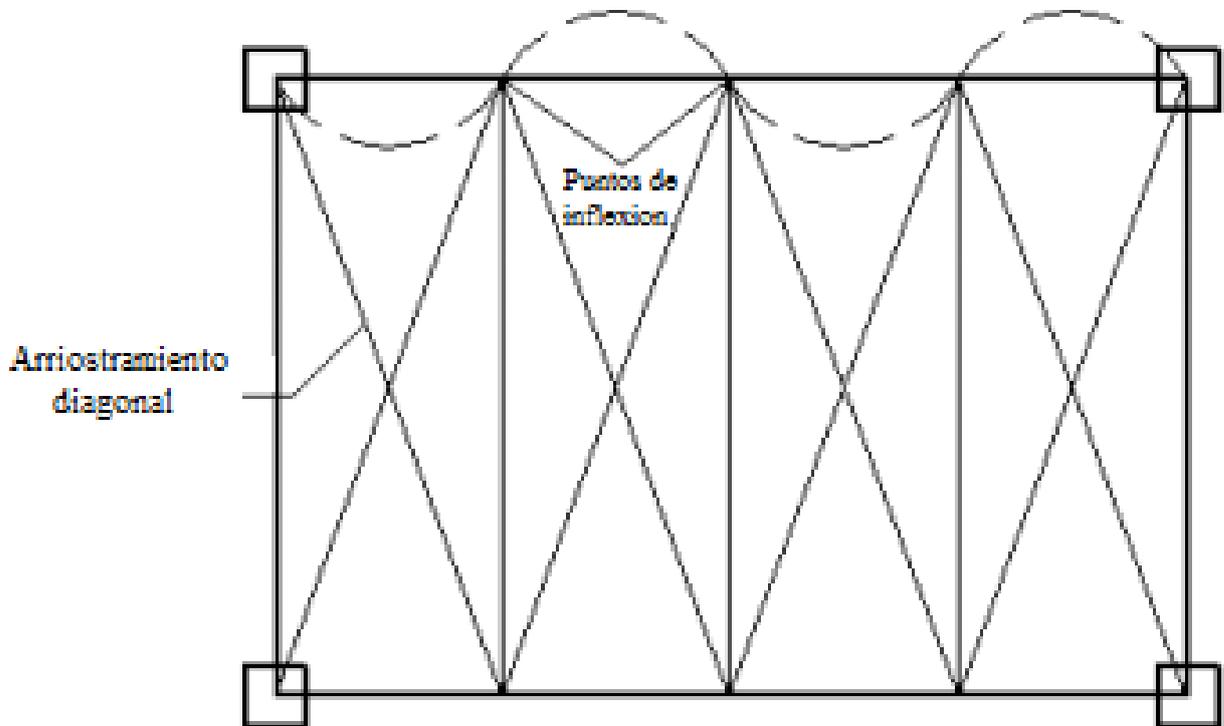


Figura 36. Soporte lateral en vigas de techo. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

Cabe acotar que no es necesario colocar el arriostramiento en todas las conexiones de viga y vigueta, y que el desplazamiento axial de una vigueta se uniformiza con las viguetas adyacentes y por lo tanto con los arriostres intercalados se inducirá a una reducción del desplazamiento en todas las viguetas.

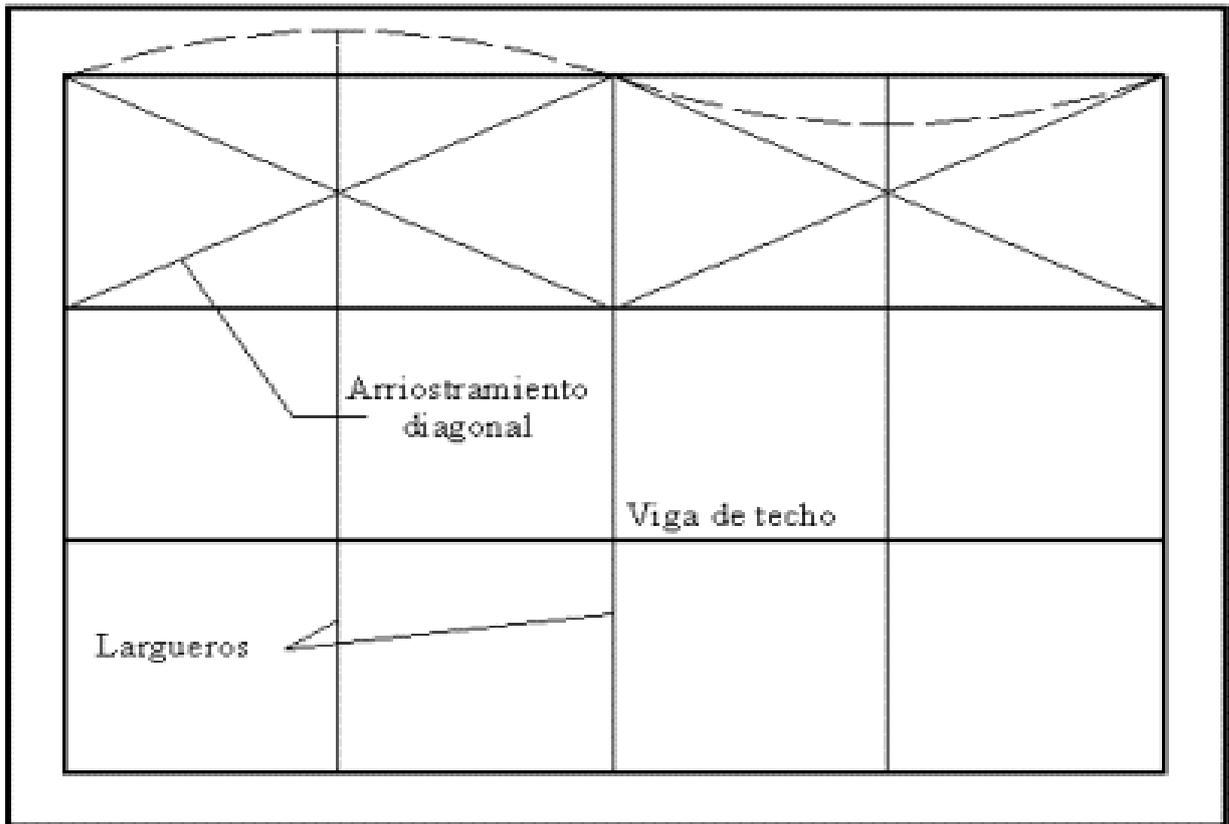


Figura 37. Arriostramiento diagonal con correas no conectados. Tomado de “Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el metodo LRFD”, por C. Cruz, Carlos, P. Figueroa, Paolo y C. Hernandez. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, 2012. Tesis (título).

2.2.15. Diseño de armaduras reticuladas de acero

Las especificaciones para el diseño de los elementos de la armadura reticulada de acero se encuentran explicadas detalladamente en la norma E.090 Estructuras Metálicas y en el Specification for Structural Steel Buildings (Especificaciones para construcciones en acero) ANSI/AISC 360-10.

2.2.16. Estructuras compuestas de entrepiso

2.2.16.1. Sistema de placa colaborante acero Deck

El sistema de losa con láminas colaborantes es un nuevo concepto para el diseño y la construcción de losas estructurales en edificaciones. Este sistema se

compone de una lámina de acero preformada (*steel deck*) y una losa de concreto vaciada sobre esta, que actúan de manera monolítica y forman una losa compuesta (*Composite Steel Floor Deck*). Este tipo de losa se suele usar donde la estructura principal se erige en acero o es una construcción compuesta. El perfil de la lámina que trabaja mejor es el de forma trapezoidal. Las láminas son galvanizadas y tienen corrugaciones que hacen que la adherencia entre la interface lámina y acero sea satisfactoria evitando así deslizamientos horizontales entre los dos componentes (4). En el mercado se pueden encontrar láminas cuyo espesor varía aproximadamente de 0.028 pulgadas a 0.060 pulgadas (0.7-1.5 mm).

Estas losas compuestas tienen una serie de ventajas:

- El tablero de acero, que se coloca fácil y rápidamente sobre las vigas, sirve como plataforma de trabajo para soportar la actividad de la construcción y para sostener el concreto recién vaciado. Esto elimina la necesidad de encofrado y de andamiajes.
- El tablero de acero sirve como refuerzo principal a tensión para a losa.
- Si parte o todos los paneles del tablero se forman en celdas cerradas, estas pueden servir de conductos para cables eléctricos o de comunicación o para la calefacción.

El sistema puede utilizarse en edificios donde la estructura principal es en concreto o en acero y debe conectarse adecuadamente a las vigas principales de apoyo para servir de diafragma estructural y conformar elementos en construcción compuesta con dichas vigas si así se proyecta. Adicionalmente, puede apoyarse de forma conveniente sobre muros estructurales en mampostería o concreto. En la figura 38 se presenta el esquema general del sistema estructural de entrepiso con láminas colaborantes.

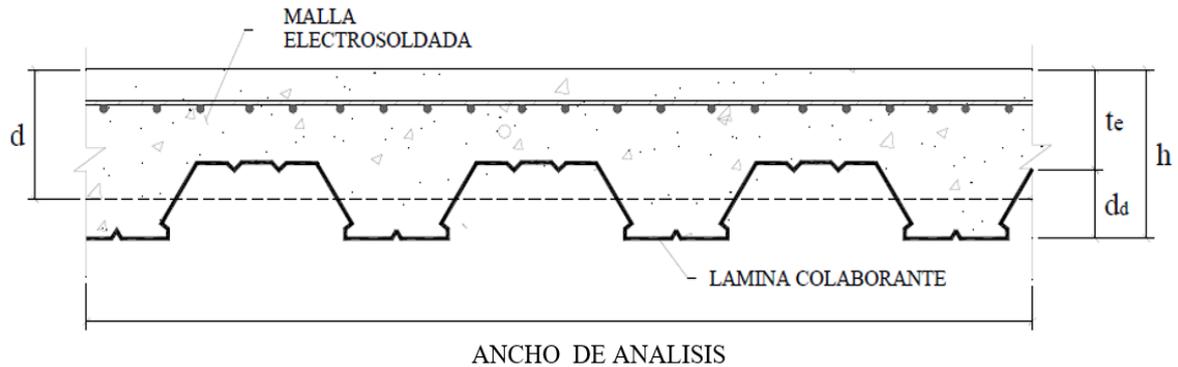


Figura 38. Sección típica del sistema de losa con placa colaborante. Tomado de “Análisis Técnico y económico de losas de entepiso”, por M. Ramos, Universidad de Piura. Piura, 2002. Tesis de fin de grado.

Este tipo de sistema involucra dos etapas principales para el diseño. La primera cuando el concreto fresco aún no ha endurecido, y la lámina colaborante funciona principalmente como encofrado. La segunda cuando el concreto endurece y la losa trabaja como sección compuesta para resistir las cargas muertas y las cargas vivas. En la primera etapa se acostumbra a verificar los esfuerzos y las deflexiones con los valores admisibles. En la segunda se aplica el criterio de resistencia.



Figura 39. Sistema de placa colaborante apoyado en vigas de concreto. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

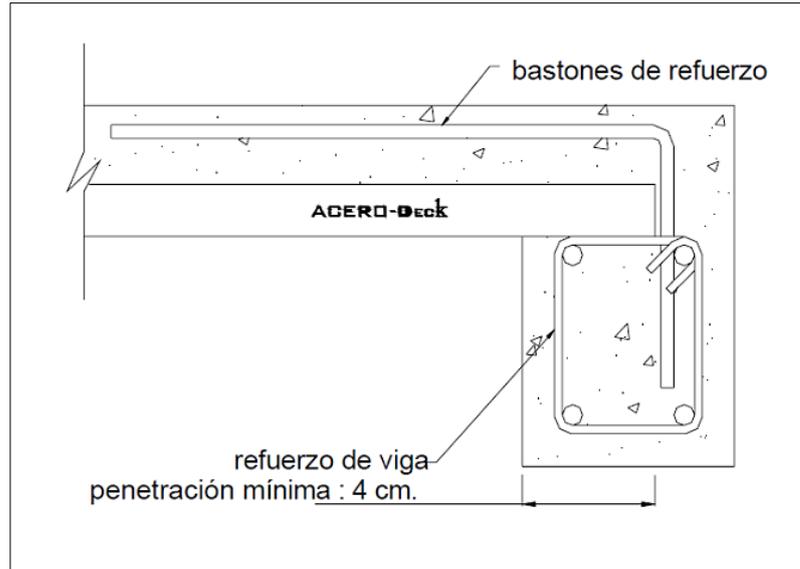


Figura 40. Sistema de placa colaborante apoyado en vigas de concreto-detalle de conexión. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

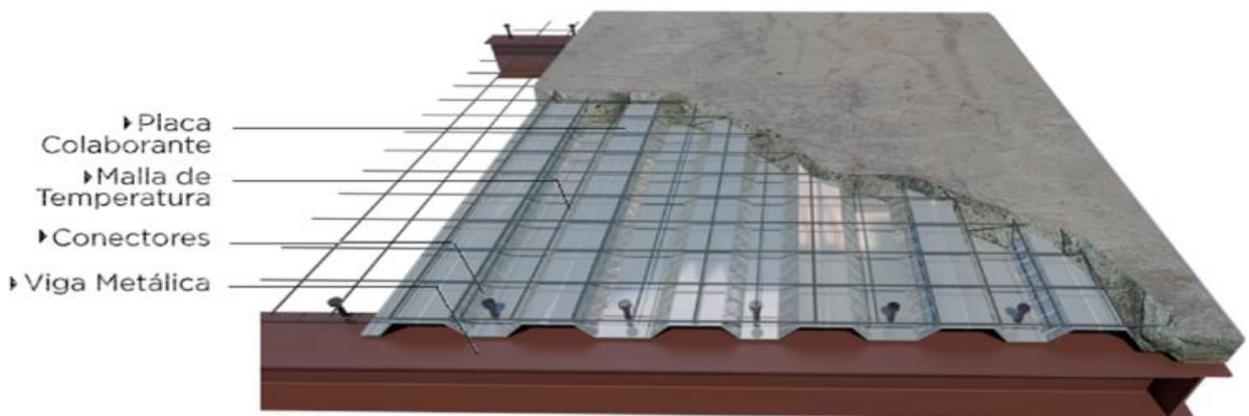


Figura 41. Sistema de placa colaborante apoyado en vigas metálicas. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

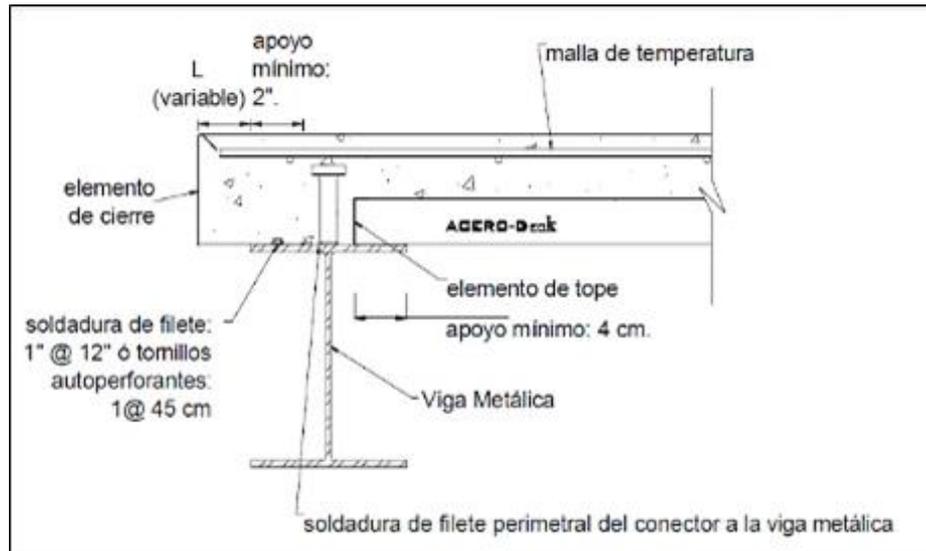


Figura 42. Sistema de placa colaborante apoyado en vigas metálicas. Detalle de conexión. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

2.2.16.2. Componentes del sistema de placa colaborante acero Deck

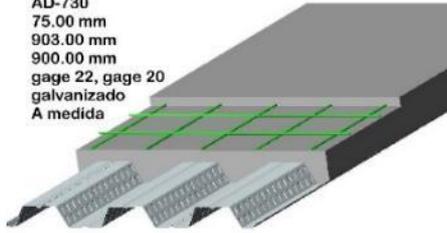
- **Placa o lámina colaborante**

El acero utilizado en la placa colaborante consiste en planchas de acero roladas al frío las cuales son sometidas a un proceso de galvanizado como recubrimiento de protección y empaquetadas en bobinas de 5t aproximadamente. Este acero tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 33 ksi ó 2325 kgf/cm² con un módulo de elasticidad a 2.1×10^6 kgf/cm² (23).

Acero Deck ofrece dentro de sus productos las siguientes secciones típicas:

PLACA COLABORANTE AD-730

Tipo : AD-730
 Peralte : 75.00 mm
 Ancho total : 903.00 mm
 Ancho útil : 900.00 mm
 Calibre : gage 22, gage 20
 Acabado : galvanizado
 Longitud : A medida



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.12	85.01	23.25	27.90
20	10.88	102.00	27.90	28.59

PROPIEDADES DEL CONCRETO (F'c = 210 kg/cm²)

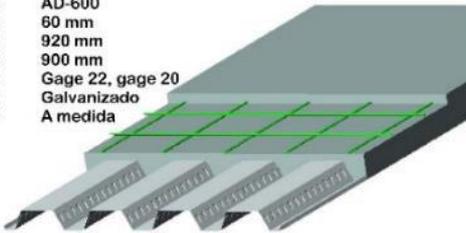
Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
14.00	0.104	250.00
15.00	0.114	274.00
16.00	0.124	298.00
17.00	0.134	322.00
18.00	0.144	346.00
19.00	0.154	370.00
20.00	0.164	394.00

SOBRECARGAS ADMISIBLES (kg/m²) con concreto F'c = 210 kg/cm².

Calibre gage	L Luz libre (m)	T = Espesor de losa (cm)					
		11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	638	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
4.00	-	157	234	329	401	463	
4.25	-	-	156	231	314	358	
4.50	-	-	-	154	228	278	
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
4.00	-	190	274	379	505	594	
4.25	-	-	189	273	374	482	
4.50	-	-	-	189	270	367	

PLACA COLABORANTE AD-600

Tipo : AD-600
 Peralte : 60 mm
 Ancho total : 920 mm
 Ancho útil : 900 mm
 Calibre : Gage 22, gage 20
 Acabado : Galvanizado
 Longitud : A medida

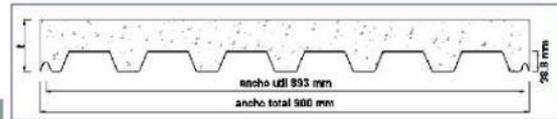


PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.12	59.74	18.32	23.30
20	10.88	70.73	21.73	27.68

PROPIEDADES DEL CONCRETO (F'c = 210 kg/cm²)

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
11.00	0.074	177.60
12.00	0.084	201.60
13.00	0.094	225.60
14.00	0.104	249.60
15.00	0.114	273.60
16.00	0.124	297.60



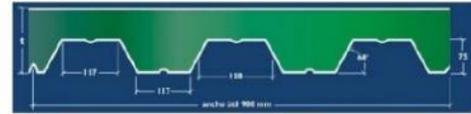
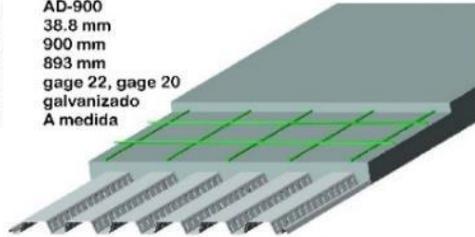
SOBRECARGAS ADMISIBLES (kg/m²) con concreto F'c = 210 kg/cm².

Calibre gage	L Luz libre (m)	T = Espesor de losa (cm)					
		9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
22	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,552	1,837	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,126	1,339	1,553	1,766	1,979	2,000
	2.25	834	998	1,163	1,327	1,491	1,655
	2.50	625	755	884	1,013	1,142	1,271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	771	771
	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470
20	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,866	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,366	1,626	1,886	2,000	2,000	2,000
	2.25	1,024	1,225	1,426	1,627	1,828	2,000
	2.50	779	938	1,097	1,256	1,415	1,574
	2.75	597	725	853	981	1,109	1,237
	3.00	459	564	668	772	877	981
	3.25	352	438	524	610	696	782
	3.50	267	334	397	461	527	595
3.75	176	222	270	320	371	425	

Nota: Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro de la luz libre.

PLACA COLABORANTE AD-900

Tipo : AD-900
 Peralte : 38.8 mm
 Ancho total : 900 mm
 Ancho útil : 893 mm
 Calibre : gage 22, gage 20
 Acabado : galvanizado
 Longitud : A medida



SOBRECARGAS ADMISIBLES (KG/M²) CON CONCRETO
F'c = 210 KG/CM².

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.16	23.22	16.39	10.75
20	10.93	30.04	19.81	13.98

PROPIEDADES DEL CONCRETO (F'c = 210 KG/CM²)

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
9.00	0.066	158.30
10.00	0.076	182.30
11.00	0.086	206.30
12.00	0.096	230.30
13.00	0.106	254.30
14.00	0.116	278.30

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)						
		14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
22	2.75	816	910	1,005	1,099	1,193	1,267	1,352
	3.00	614	717	793	870	946	1,022	1,099
	3.25	504	567	629	691	754	816	878
	3.50	396	447	498	550	601	652	704
	3.75	308	351	393	436	478	520	563
	4.00	237	272	307	342	377	412	447
	4.25	-	207	236	265	294	323	352
	4.50	-	-	-	200	224	248	272
20	4.75	-	-	-	-	-	184	204
	2.75	1,016	1,133	1,250	1,367	1,483	1,600	1,717
	3.00	809	904	999	1,094	1,190	1,285	1,380
	3.25	647	726	804	883	961	1,039	1,118
	3.50	519	584	649	714	780	845	910
	3.75	446	470	524	579	633	688	742
	4.00	331	377	422	468	514	559	605
	4.25	261	299	338	376	414	453	491
4.50	-	234	267	299	331	364	396	
4.75	-	-	-	234	261	288	315	
5.00	-	-	-	-	201	223	248	

Nota: todos los valores requieren apuntalamiento temporal al centro de la luz libre.

Figura 43. Tipos de placa. Tomado de "Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso", por Acero Deck. Lima, 2009.

Funciones de la placa metálica

La lámina de acero tiene dos funciones principales (4) menciona lo siguiente:

Durante el proceso constructivo sirve como encofrado permanente o para conformar una plataforma segura de trabajo, eliminando la necesidad de armar y remover los encofrados temporales comúnmente utilizados. Antes del endurecimiento del concreto fresco, la lámina debe soportar su propio peso más el peso del concreto fresco y las cargas adicionales de construcción. Se debe verificar los esfuerzos y las deflexiones máximas y compararlos con los valores admisibles.

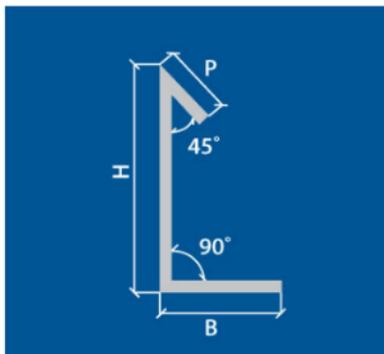
Como componente estructural definitivo conforma el refuerzo positivo de la losa. Una vez endurecido el concreto fresco, este y el acero actúan en forma compuesta para resistir las cargas muertas y las cargas vivas sobreimpuestas. La interacción se forma a partir de una combinación de adherencia superficial entre el concreto y la lámina y por medios mecánicos mediante la restricción impuesta por la forma de la lámina a través de resaltes en la superficie, hendiduras o dispositivos para

la transferencia de cortante tales como pernos o alambres transversales uniformemente espaciados. En este estado debe calcularse igualmente los esfuerzos y las deflexiones máximos y compararlos con los admisibles correspondientes. Adicionalmente, la losa en construcción compuesta y la viga de acero o concreto reforzado, que sirve de apoyo a la misma, pueden interconectarse convenientemente mediante conectores de cortante para producir una sola unidad estructural a flexión la cual tiene mayor resistencia y rigidez que una losa y viga independientes.

En el caso de las losas de entrepiso diseñadas para actuar en la construcción compuesta con las vigas de apoyo se simplifica la instalación de conectores de cortantes entre los dos elementos y se hace énfasis en el recubrimiento de concreto alrededor de los conectores de cortante.

- **Topes de borde**

Los topes de borde tendrán un peralte igual a la losa terminada que se colocará en los extremos de la placa colaborante con concreto para que este no se derrame durante su vaciado.



TIPO	TB-90/170	TB-100/170	TB-110/170	TB-120/200	TB-130/200	TB-140/200
Altura (H) mm	90	100	110	120	130	140
Base (B) mm	60	50	40	60	50	40
Pestaña (P) mm	20	20	20	20	20	20
Desarrollo mm	170	170	170	200	200	200
Calibre / Gage	20	20	20	20	20	20

TIPO	TB-150/240	TB-160/240	TB-170/240	TB-180/240	TB-190/240	TB-200/240
Altura (H) mm	150	160	170	180	190	200
Base (B) mm	70	60	50	40	90	80
Pestaña (P) mm	20	20	20	20	20	20
Desarrollo mm	240	240	240	240	300	300
Calibre / Gage	20	20	18	18	18	18

Figura 44. Tope de borde y sus dimensiones. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

- **Topes de cierre**

Los topes de cierre se utilizan en el borde o al final de la losa con la placa colaborante para evitar el derrame del concreto o cambio de sentido de la plancha.



Figura 45. Tope de cierre y sus dimensiones. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrespiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

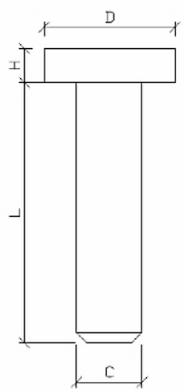
- **Conector de Corte para apoyos en vigas metálicas**

Los conectores de corte en este sistema son los de tipo Nelson Stud son elementos de acero que tienen como función primordial tomar los esfuerzos de corte que se generan en la sección compuesta (acero-concreto) controlando y reduciendo las deformaciones. (24)

El conector de corte tipo Nelson Stud tiene la forma de un perno con cabeza cilíndrica, no posee hilos (roscas) y es soldado a el ala superior de la viga soporte a ciertos intervalos, quedando embebidos dentro de la losa. Estos conectores están sujetos a corte en la interfaz de concreto/acero.



CONECTORES DE CORTE		NS-500/200	NS-625/250	NS-750/300
DIMENSIONES	Diámetro del vástago (C)	1/2"	5/8"	3/4"
	Longitud del vástago (L)	2"	2 1/2"	3"
	Diámetro de la cabeza (D)	1"	1 1/4"	1 1/4"
	Altura de la cabeza (H)	8.5 mm	8.5 mm	10 mm
PROPIEDADES	Esfuerzo Nominal (Q _n)	4.3 ton	6.7 ton	9.7 ton
	Coeficiente de reducción (α)	en conectores perpendiculares a la viga	$\frac{0.63}{\sqrt{N_r}} \leq 1$	$\frac{1.08}{\sqrt{N_r}} \leq 1$
en conectores paralelos a la viga		0.45	0.76	1.00



Nota: Los cálculos fueron realizados según las normas LRFD del AISC sección I, para un concreto de $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y placa colaborante de $\frac{1}{2}$ ".

Figura 46. Conector Nelson Stud, dimensiones y propiedades. Tomado de "Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso", por Acero Deck. Lima, 2009.

La losa transfiere las cargas de gravedad por una interacción de fuerzas de compresión sobre la viga en la cual se apoya. Además, en la parte de contacto de la losa se producen fuerzas de corte a lo largo de su longitud.

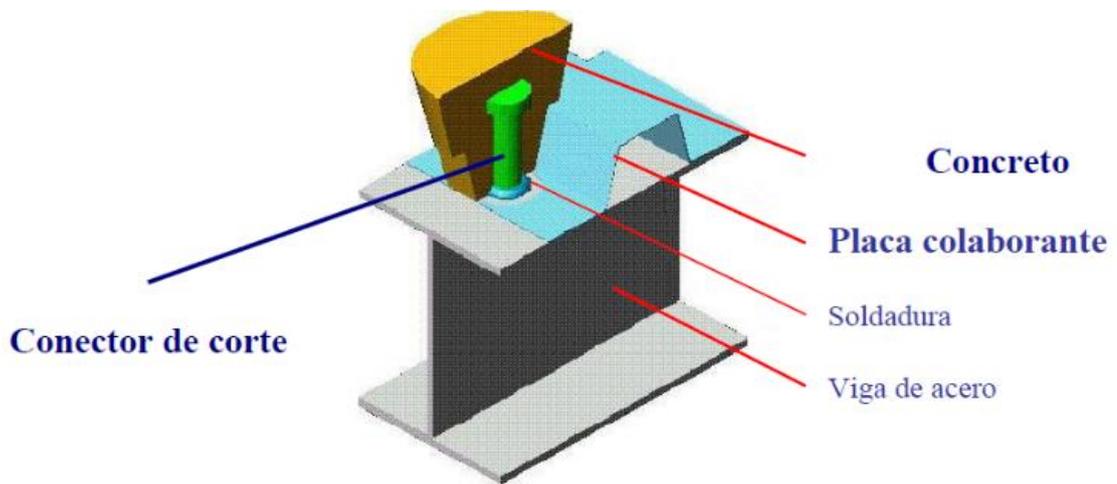


Figura 47. Conector Nelson Stud uniendo placa colaborante y viga metálica. Tomado de "Sistema constructivo placa colaborante Acero-Deck", por SENCICO Lima, Aceros Procesados S.A., 2005.

2.2.16.3. Diseño del sistema de placa colaborante

2.2.16.3.1. Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto

Las deflexiones verticales que se produzcan en condiciones de encofrado y en estado no compuesto, calculadas con las cargas producidas por el peso propio del sistema más una carga de 100 kg/m² y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo no deben ser mayores a lo siguiente (25).

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ cm. ó } 1.9 \text{ cm. (el que sea menor).}$$

Nos proporciona las siguientes formulas simplificadas, donde se aproximan valores para determinar las deformaciones de diseño, acorde a las condiciones de apoyo:(23),

$$\delta_{cal} = \frac{0.013 \times W d_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times 100} \text{ cm} \quad \text{Condición de un solo tramo}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0054 \times W d_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times 100} \text{ cm} \quad \text{Condición de dos tramos}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times W d_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times 100} \text{ cm} \quad \text{Condición de tres a más tramos}$$

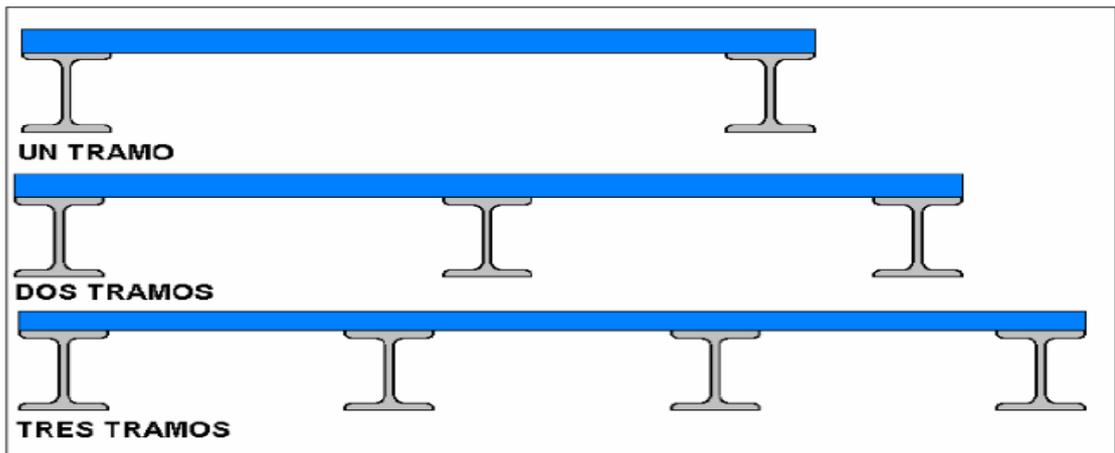


Figura 48. Condición en diferentes números de tramos. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

Debe verificar lo siguiente:

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm}$$

Donde:

δ_{cal} : Deflexión de cálculo (cm).

δ_{adm} : Deflexión admisible (cm).

L_{sd} : Longitud de luz libre (m)

W_{sd} : Carga muerta por unidad de longitud (kg/m)

E_s : Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²)

I_{sd} : Inercia de la placa colaborante (cm⁴/m)

b : Ancho de análisis (m)

2.2.16.3.2. Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles

Cuando se efectúa el vaciado del concreto, la lámina de acero de Acero-Deck debe resistir los esfuerzos que se generen en su sección; así, notamos que se generan esfuerzos por compresión y por tracción, debido al peso propio de la lámina más el peso del concreto fresco (cargas permanentes), y a la carga generada por el efecto de montaje (cargas impermanentes o transientes) (23). Cuando se efectúa el vaciado del concreto, la lámina de acero de Acero-Deck debe resistir los esfuerzos que se generen en su sección; así notamos que se generan esfuerzos por compresión y por tracción, debido al peso propio de la lámina más el peso del concreto fresco (cargas permanentes), y a la carga generada por el efecto de montaje (cargas impermanentes o transientes).

Estos esfuerzos serán tomados por la lámina, los cuales, además, no deberán exceder del 60% del esfuerzo a fluencia f_y (kgf/cm²) de la lámina o los 2,325 kgf/cm². Por lo tanto, debe verificar lo siguiente:

$$f^+ \leq 0.60x f_y \quad \text{y} \quad f^- \leq 0.60x f_y$$

Para las cargas generadas por el efecto de montaje, se considerarán dos posibles condiciones de carga mencionadas anteriormente, la carga puntual $P_{sd}=75$ kgf en el centro de luz, y la carga distribuida $W_{wsd}=100$ kgf/m².

Aplicando el siguiente método, determinaremos los momentos críticos para ambos casos:

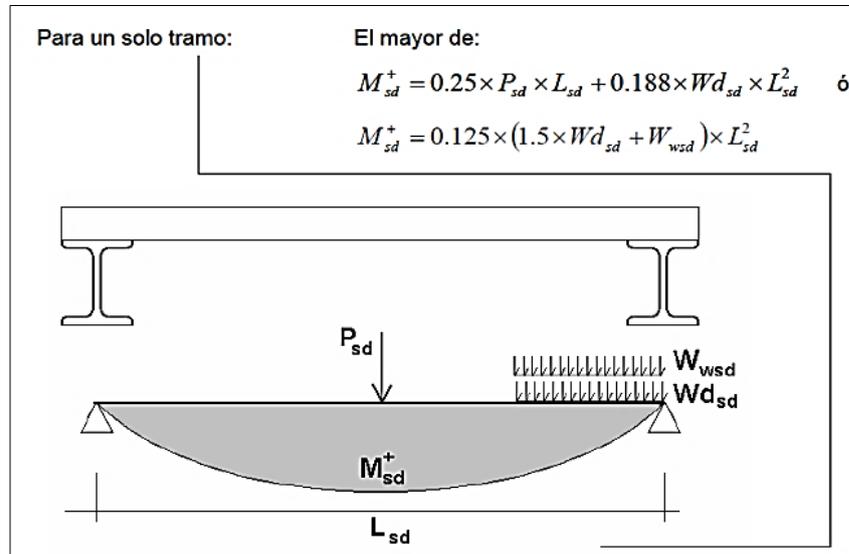


Figura 49. Condición en un solo tramo. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

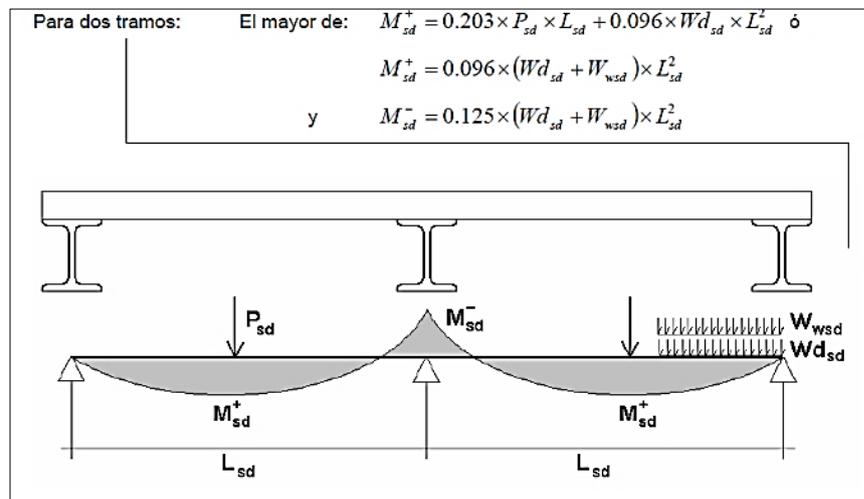


Figura 50. Condición en dos tramos. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

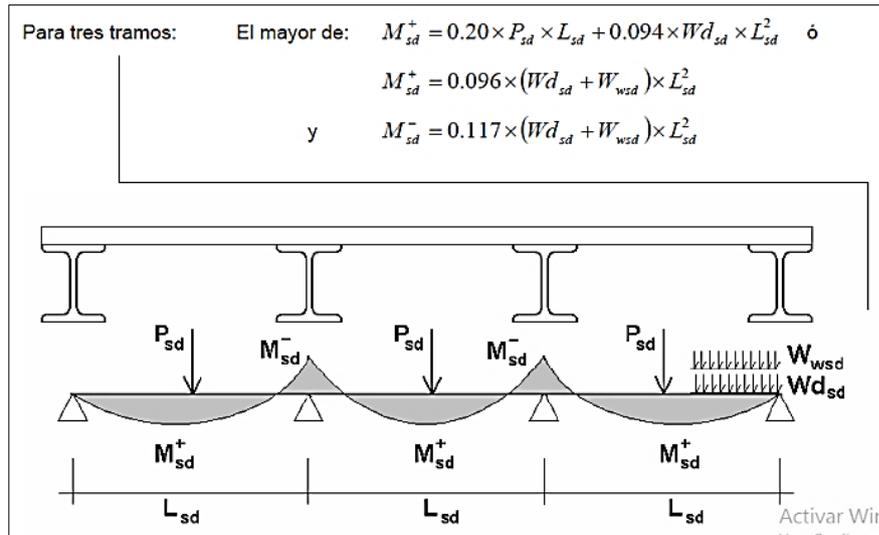


Figura 51. Condición para tres tramos. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

Cabe anotar que el método presentado anteriormente por Aceros Deck, es derivado, en la condición de un tramo de ecuaciones de equilibrio estático, y para las siguientes condiciones de varios análisis tabulados, teniendo en cuenta la condición de apoyo.

Luego sabemos que el esfuerzo es equivalente a la razón del momento y el módulo de sección.

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} \times 100 \quad \text{y} \quad f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} \times 100$$

Donde:

M_{sd}^+ : Momento positivo en la lámina no compuesta (kgf-m)

M_{sd}^- : Momento negativo en la lámina no compuesta (kgf-m)

P_{sd} : Carga puntual en el centro de luz (75 kgf)

L_{sd} : Luz libre de la losa (m)

W_{sd} : Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).

f_+ : Esfuerzo positivo en la lámina (kgf/cm²).

f_- : Esfuerzo negativo en la lámina (kgf/cm²).

W_{wsd} : carga distribuida (100 kgf/m.)

S_{psd} : Módulo de Sección Superior (cm³/m).

S_{nsd} : Módulo de Sección Inferior (cm³/m).

F_y : Resistencia a la fluencia del acero (2325 kgf/cm²).

2.2.16.3.3 Diseño por flexión en el sistema compuesto método de esfuerzos admisibles

Se determinarán los esfuerzos internos de la sección compuesta considerando un comportamiento idealizado de los materiales de la sección compuesta, usando el método de secciones transformadas teniendo en cuenta el valor del módulo de elasticidad de cada material, en este caso acero y concreto (25),

Para un buen diseño por capacidad admisible, esta no debe exceder 0,60 F_y para lo cual deberá cumplirse que:

$$\sigma_{actuante} \leq 0.60x f_y \quad \text{y} \quad \sigma_{actuante} = \frac{M_{max}}{S_{min}}$$

Por lo tanto:

$$\sigma_{actuante} = \frac{M_{max-}}{S_{inf}} \leq 0.60x f_y \quad \text{y} \quad \sigma_{actuante} = \frac{M_{max+}}{S_{sup}} \leq 0.60x f_y$$

2.2.16.3.4 Cálculo del módulo de sección para el sistema compuesto

Bajo cargas se servicio, muchos segmentos de la losa permanecen sin agrietamiento en una porción significativa tanto de su espesor como su luz, por lo que son considerablemente más rígidas que una losa totalmente agrietada. Sin embargo, el suponer que la sección no está agrietada puede resultar no conservador en la estimación de las flechas (23). A todo esto, acero Deck plantea la siguiente

metodología para hallar la inercia efectiva, usando el promedio de las propiedades de las secciones agrietadas y no agrietadas (inercia y centro de gravedad) para hallar el módulo de sección correspondiente.

$$I_{efectiva} = \frac{I_{cr} + I_g}{2}$$

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2}$$

$$S = \frac{I_{efectivo}}{t - y_{prom}}$$

Si bien la propuesta anterior resultaría conservadora si la sección no se encuentra agrietada, se alejaría de la realidad si esta se encontrará agrietada. A esto se eligió una metodología de diseño más precisa determinando primero si la sección esta agrietada o no para luego decidir qué propiedades usar y así llegar a un resultado más preciso.

La siguiente es la Norma E.060 (22), (26):

Para determinar la condición de la sección primero se hallará el momento de agrietamiento que será igual a:

$$M_{cr} = \frac{f_r x I_g}{Y_{cc2}}$$

f_r , es la resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura), para concretos de peso normal, se determinará como sigue:

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$$

Cuando a lo largo de todo el elemento, se cumple que $M_a < M_{cr}$ es posible utilizar a lo largo de todo el elemento:

$$I_{ef} = I_g$$

Cuando en alguna sección o en varias $M_a > M_{cr}$, entonces:

$$I_{ef} = I_{cr}$$

Donde:

I_{ef} : Inercia efectiva (la cual se usará en la evaluación)

I_g : Inercia de la sección no agrietada (sección bruta)

I_{cr} : Inercia de la sección agrietada

M_{cr} : Momento de agrietamiento de la sección

M_a: Momento máximo actuante en la sección evaluada, calculada en etapa de servicio (cargas sin amplificar).

Y_{cc2}: Distancia del centro a la fibra extrema en tracción de la sección bruta.

t: Peralte total de la placa colaborante incluido el concreto.

f_y: Resistencia a la fluencia del acero (kgf/cm²).

En el ítem 1.1.4.3.6 ilustraremos el procedimiento para el cálculo del centro de gravedad e inercia para una sección fisurada y no fisurada, para luego calcular el módulo de sección como sigue:

$$S = \frac{I_{ef}}{Y_{cg}}$$

Y para el módulo de sección inferior la distancia del centro de gravedad a la fibra extrema en compresión se hallará de la siguiente manera:

$$Y_{cg} = t - Y_{cc2}$$

Del cálculo anterior se puede obtener el módulo de sección. Los momentos positivos producidos por la carga de servicio dividido entre el módulo de sección, serán comparados con el esfuerzo de fluencia de la lámina de acero a un 60% de su capacidad. Por lo tanto, para el control se debe cumplir que:

$$\frac{M_{max-}}{S_{inf}} \times 100 \leq 0.6 \times f_y \qquad \frac{M_{max+}}{S_{sup}} \times 100 \leq 0.6 \times f_y$$

Donde:

Msd⁺: Momento positivo en la lámina no compuesta (kgf-m)

Msd⁻: Momento negativo en la lámina no compuesta (kgf-m)

Spsd: Módulo de sección superior de la sección compuesta (cm³/m).

Snsd: Módulo de sección inferior de la sección compuesta (cm³/m).

Ycg: Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema en compresión

Consideraciones

También se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones nombradas en la norma E060 con las siguientes modificaciones:

Para la sección agrietada se debe despreciar la zona de concreto a tracción. Asimismo, para el cálculo de la inercia en la sección agrietada, de existir acero en la zona en compresión, se puede utilizar una relación modular de $2n$ ($n=Es/Ec$) para la transformación del acero en concreto equivalente, esto debido a los efectos de contracción de fragua sufridos por el concreto, considerando que el área de acero a compresión desplazará una área $A's$ del área de concreto, la expresión que usará para hallar su área transformada será: $(2n-1) A's$.

A pesar de que en la norma el acero de refuerzo no es considerado para el cálculo de la inercia no agrietada (bruta), debido a su geometría la placa será considerada y también consideraremos el acero de refuerzo en tracción si lo hubiese.

Sección transformada agrietada

Tanto para la sección agrietada como no agrietada es necesario hallar la distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del área de tensión que para los siguientes cálculos se identificara con la letra d (25). Para el cálculo nos referiremos a la figura 51.

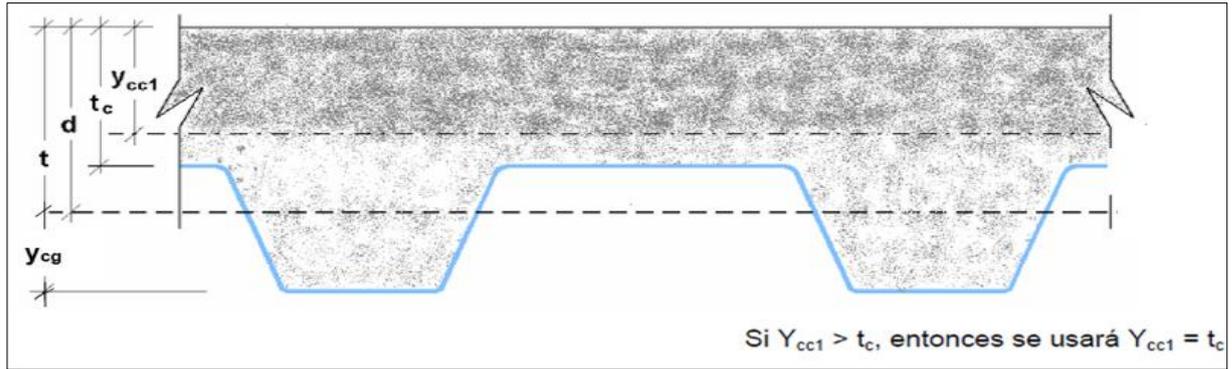


Figura 52. Sección transformada agrietada. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

Donde:

d : Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad de la placa metálica (peralte efectivo) (cm)

t : Peralte total de la placa colaborante incluido el concreto (cm)

Y_{cg} : Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la placa colaborante (cm)

Usamos la siguiente fórmula del centro de gravedad de un trapecio:

$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2A}{B + A} \right)$$

Después obtendremos “ d ” como sigue:

$$d = t - Y_{cg}$$

Como se trata de una sección transformada agrietada, se idealiza en una forma simple tal como se aprecia en la figura 52.

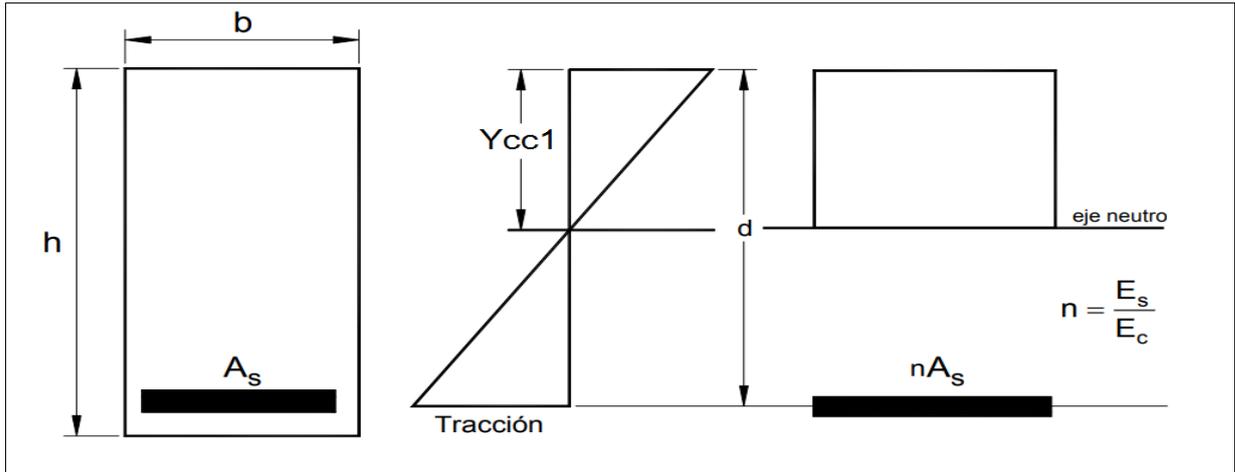


Figura 53. Idealización de la sección transformada agrietada. Adaptado de “Influencia de la calidad de concreto, costos y tiempos en la producción de losas aligeradas y sistemas de placas colaborantes”, por D. Gora, Huancayo, 2014. Tesis (Titulación).

De aquí por igualdad de momentos respecto al eje neutro resulta:

$$bxY_{cc1}x\frac{Y_{cc1}}{2} = nAs(d - Y_{cc1})$$

$$\left(\frac{Y_{cc1}^2}{2}xb\right) - (nAs(d - Y_{cc1})) = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática y reemplazando:

$$\rho = \frac{As}{bxd}$$

Resulta:

$$Y_{cc1} = dx(\sqrt{2x\rho n + (\rho xn)^2} - \rho xn)$$

Este viene ser la distancia al centro de gravedad afectado por el factor de profundidad de la fibra neutra.

Por lo tanto, el momento de inercia sería:

$$I_c = \frac{bxY_{cc1}^3}{3} + nxI_{sd} + nxAs_{sd}x(d - Y_{cc1})^2$$

Donde:

I_{sd} : Momento de inercia de la placa colaborante. (cm⁴)

Sección transformada no agrietada

En la sección transformada no agrietada se analiza el área bruta de la losa colaborante, para esto se dividirá en dos secciones: una rectangular uniforme con una altura "t" y la otra que comprende los valles trapecoidales que implica la placa colaborante como se indica en la figura 53 (23).

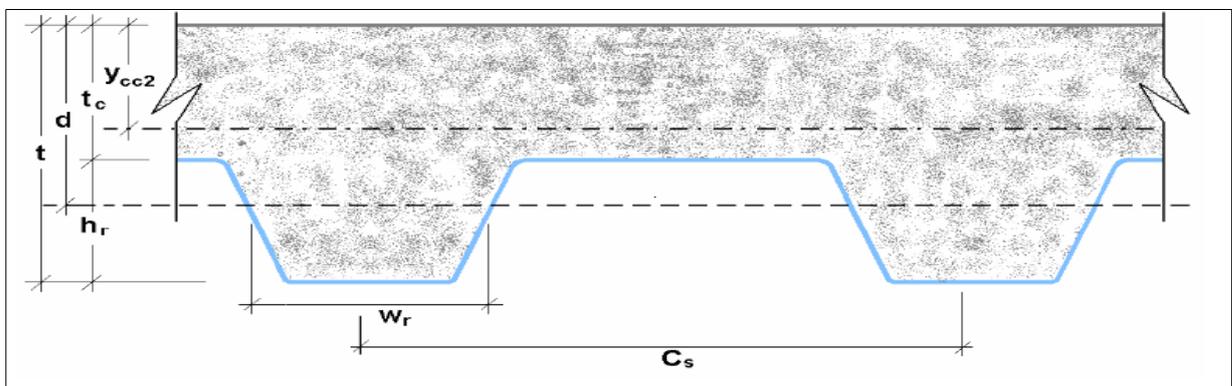


Figura 54. Sección transformada no agrietada. Tomado de "Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso", por Acero Deck. Lima, 2009.

Donde:

t_c : Altura del concreto por encima de la placa metálica (cm)

h_r : Altura de la placa metálica (cm)

w_r : Ancho medio del valle de la placa metálica (cm)

C_s : Espacio entre ejes de los valles de la placa metálica (cm)

Para hallar el centro de gravedad, utilizaremos el método de las secciones compuestas, para lo cual analizaremos el rectángulo total y la sección transformada de acero; a esta le restaremos los trapecios sin concreto.

Entonces el centro de gravedad seria de la siguiente manera:

$$y_{cc2} = \frac{\{0.5 \times (b \times t^2) + n \times A_s \times d\} - \left\{ \frac{b}{C_s} (C_s - W_r) \times h_r \times (t - 0.5 \times h_r) \right\}}{(b \times t) + (n \times A_s) - \left\{ \frac{b}{C_s} (C_s - W_r) \times h_r \right\}}$$

Una vez calculado el centro de gravedad procedemos con el momento de inercia el cual consta de sumar los momentos de inercia de la sección regular de concreto (b x t_c) con el momento de inercia de la sección transformada y las partes trapezoidales rellenas de concreto. Esto deriva en la siguiente expresión mediante el teorema de los ejes paralelos de Steiner:

$$I_g = \left\{ \left(\frac{b \times t_c^3}{12} \right) + (b \times t_c) + (y_{cc2} - 0.5 \times t_c)^2 \right\} + \left\{ n \times I_s \times A_s \times (d - y_{cc2})^2 \right\} + \left\{ \frac{b}{C_s} \times \left\{ \left(\frac{W_r \times h_r^3}{12} \right) + (W_r \times h_r) \times (t - 0.5 \times h_r - y_{cc2})^2 \right\} \right\}$$

2.2.16.3.5. Diseño por flexión método de la resistencia última

El método de la resistencia última para diseñar a flexión está basado en la fluencia de la totalidad de la lámina de acero Deck (no solo de la fibra más alejada como en el método anterior) por lo cual son aplicables las fórmulas tradicionales de diseño a la rotura (o resistencia última) para el concreto (25).

Las losas hechas con placas colaborantes son del tipo sub reforzadas, por lo que el momento nominal se identificara como el siguiente:

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Ahora el momento último será de la siguiente manera:

$$M_u = \phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

De aquí se debe cumplir que el momento último resistente debe ser mayor o igual al momento actuante o solicitante.

$$M_u \geq M_a$$

Donde:

ϕ : Coeficiente de reducción a flexión (0.90)

A_s : Área de acero neta de la lámina por unidad de ancho (cm²).

$a : \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$: Profundidad del bloque rectangular en compresión equivalente de ancho b (cm)

2.2.16.3.6. Diseño por fuerza cortante

Basados en la E060 se mencionó, la resistencia de la sección de la losa colaborante a corte vertical se verificará con la siguiente relación (25) y (23).

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Debido a que la losa colaborante no tiene refuerzo por corte, se acepta que el corte será tomado solo por el concreto, tomando como área del concreto contribuyente la sección ilustrada en la figura 55.

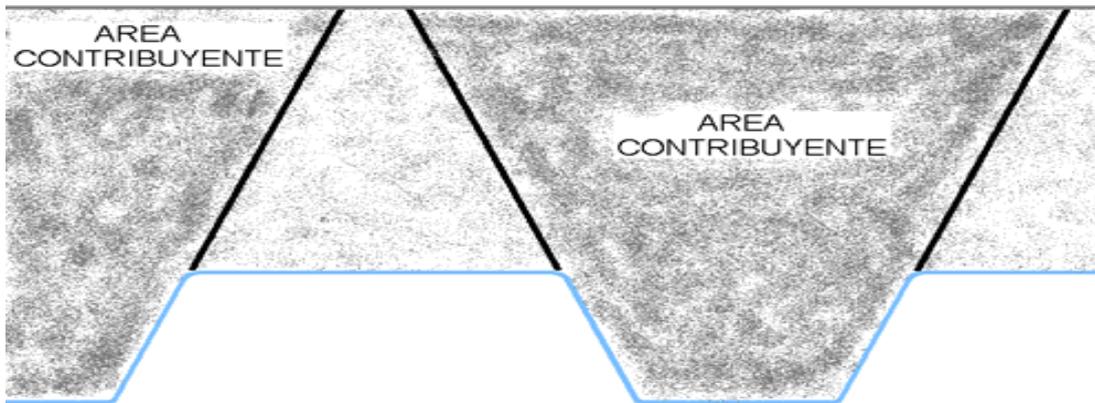


Figura 55. Área contribuyente resistente al corte. Tomado de "Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso", por Acero Deck. Lima, 2009.

De esto, tratándose de losas nervadas, la resistencia a la cortante se determinará con la siguiente ecuación nombrada en la E.060 (22):

$$V_u = \phi V_n = \phi \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Donde:

ϕ : Coeficiente de reducción de corte (0.85)

A_c : Área de concreto resistente al corte (cm²)

2.2.16.3.7. Diseño por temperatura

En la E060, en losas se debe colocar una malla de acero para resistir los efectos de contracción del concreto y cambios de temperatura. Para aceros corrugados se usará como mínimo una cuantía $\rho=0.0018$, con un espaciamiento máximo entre aceros de 5 veces el espesor de la losa (22).

$$A_{sT^{\circ}} = 0.0018 \times b \times e$$

Donde:

b : Ancho de análisis en la losa superior

e : Espesor de la losa sobre la placa colaborante

2.2.16.3.8. Deflexiones admisibles en el sistema compuesto

Cuando se emplee un elemento tipo losa o tipo viga, existirán dos tipos de deformaciones, la primera e inmediata, será la deformación elástica debido a la carga, se le llama elástica dado que el elemento podrá regresar a su forma original si se retira la carga, el otro tipo de deformación existente es la deformación por flujo plástico o deformación diferida que sucede debido a las cargas y el paso del tiempo, estas deformaciones, a diferencia de las deformaciones elásticas, no son totalmente reversibles (23).

a) Deformaciones inmediatas

Para las deflexiones inmediatas debido a cargas de servicio, se usarán las siguientes formulas (23) y (26):

Para un tramo simplemente apoyado:

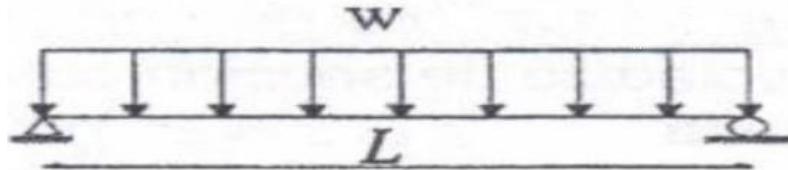


Figura 56. Tramo simplemente apoyado. Tomado de “Tópicos importantes en el diseño de concreto armado. Curso de actualización conducentes a la obtencion del titulo 2018-1”, por N. Sanchez, Huancayo, Universidad Continental, 2018.

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_c \times I_{ef}} \times 10^6$$

Para tramos continuos:

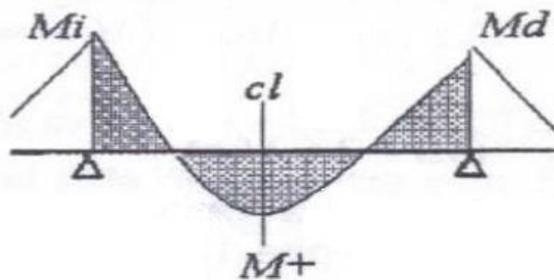


Figura 57. Tramos continuos simplemente apoyados. Tomado de “Tópicos importantes en el diseño de concreto armado. Curso de actualización conducentes a la obtencion del titulo 2018-1”, por N. Sanchez, Huancayo, Universidad Continental, 2018.

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{E_c \times I_{ef}} [M_+ - 0.1(M_i + M_d)] \times 10^6$$

Donde:

M_+ = Momento positivo en el tramo de análisis (kg)

M_i = Momento negativo en el tramo anterior izquierdo (kg)

M_d = Momento negativo en el tramo posterior derecho (kg)

q = Carga última solicitante (kg/m)

L = Luz libre de la losa (m)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm²)

I_{ef} = Momento de inercia efectiva (cm⁴)

b) Deformaciones diferidas

Basado en lo que E060 dicta, la retracción y la fluencia debido a cargas sostenidas causan deflexiones adicionales mayores que las que ocurren cuando se aplican inicialmente las cargas a la estructura. Estas deflexiones dependen de la temperatura, humedad, condiciones de curado, la edad al momento de la carga, cantidad de acero de compresión, magnitud de las cargas sostenidas y de otros factores (23).

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'}$$

Donde:

ρ' = Cuantía del acero en compresión en la sección central para tramos simples.

ξ = Factor dependiente del tiempo, donde $\xi = 2$, para un tiempo mayor a 5 años.

Por lo tanto, la deformación diferida sería como sigue:

$$\Delta_{LT} = \lambda \times \Delta'_{st}$$

Finalmente se debe verificar que la deformación total de la losa no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{total} = \Delta'_{st} + \Delta_{LT}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} \times 100$$

$$\Delta_{adm} \geq \Delta_{total}$$

2.2.16.4. Diseño de viga compuesta intermedia para el sistema acero Deck

Para explicar la etapa de diseño, antes se explicarán las siguientes consideraciones (27), (21) en la E 090 (14):

Comportamiento de la viga antes que el concreto haya endurecido

a) Construcción con la losa colaborante sin apuntalamiento

Debido a que la acción compuesta aún no se da en esta etapa, la viga metálica estará encargada de resistir todas las cargas provenientes del peso de los elementos del sistema y cargas temporales que se dan durante el proceso constructivo (100 kg/m²).

Dependerá de la orientación de las placas metálicas, si proporcionan un soporte lateral continuo (orientación de los valles de la placa perpendiculares a la viga) para la viga metálica o no (orientación de los valles paralelo a la viga). Si no lo proporcionan, el pandeo lateral torsional puede gobernar la resistencia por flexión y debe considerarse.

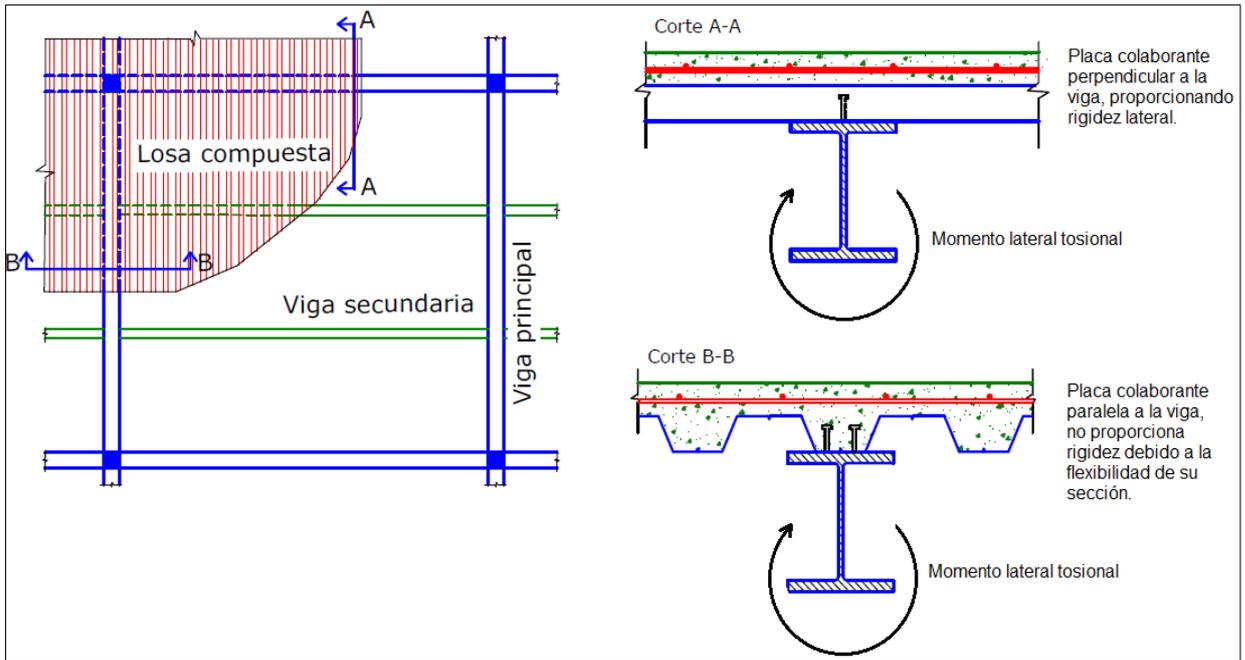


Figura 58. Pandeo lateral torsional en vigas W, unidas a una placa colaborante. Tomado de "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", por F. Crisafulli. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.

b) Construcción con la losa colaborante apuntalada

Debido al apuntalamiento la carga que corresponde a la losa colaborante resistida por la viga metálica se verá disminuida, la disminución de la carga dependerá de la orientación y ubicación del apuntalado. Siendo también un medio para reducir las deflexiones.

Comportamiento de la viga después que el concreto haya endurecido

En esta etapa la losa con el concreto ya endurecido (debe alcanzar como mínimo 75 % de $f'c$) brindarán un soporte lateral continuo a lo largo de toda la viga desarrollando una sección compuesta junto con ella y una mayor resistencia a la flexión.

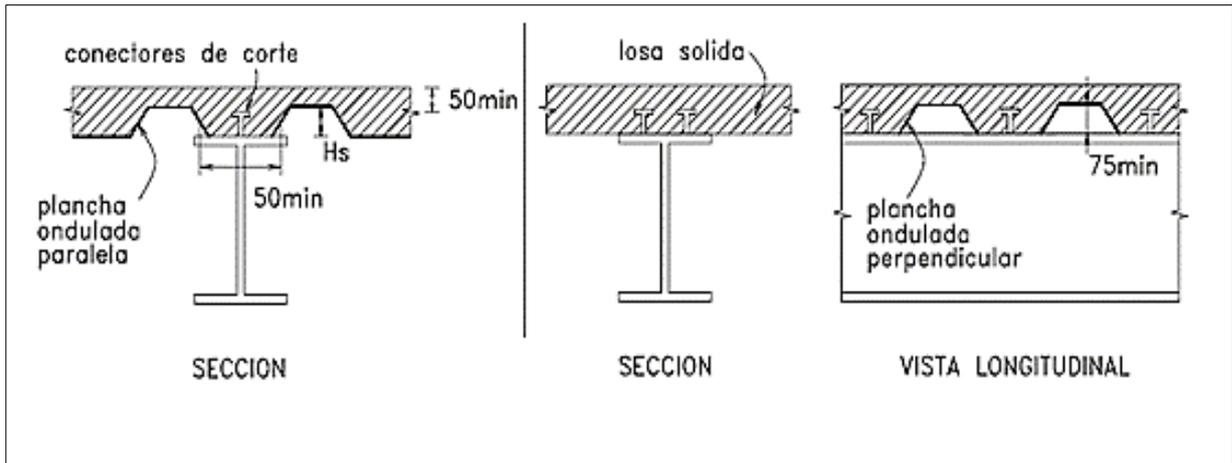


Figura 59. Placa metálica apoyada paralela y perpendicularmente a la viga metálica Tomado de “Diseño estructural en acero”, por L. Zapata, Lima, Universidad Nacional de Ingeniería Editorial, 1991.

2.2.16.4.1. Deflexiones antes que el concreto haya endurecido

Deflexión admisible

La deflexión máxima se determinará con la siguiente formula, que nombra (28) en la norma peruana E 020 para elementos de techo:

$$\delta_{adm} = \frac{L \times 100}{240}$$

Deflexión calculada

Se realizará un control de deflexiones considerando ahora que la sección compuesta estará sometida a cargas mayores (se evaluarán las deflexiones bajo cargas de servicio), y para realizar un cálculo conservador se recomienda considerar solo el 75% de la inercia de la sección compuesta (17).

En la inercia aportante de la losa de concreto solo se considerará la sección de concreto ubicada sobre el borde superior de placa colaborante (peralte t_c).

$$A_{losa\ sup.} = b \times t_c$$

$$I_{losa\ sup.} = \frac{b \times t_c^3}{12}$$

Se calcula el centro de gravedad y la inercia de la sección compuesta usando el método de secciones equivalentes:

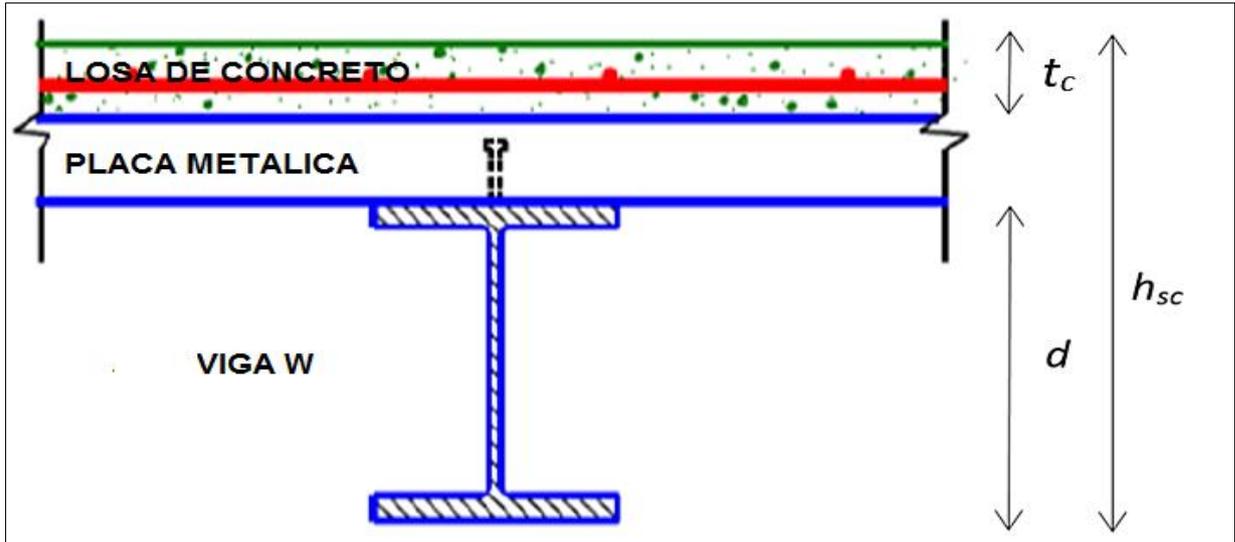


Figura 60. Viga compuesta con medidas representativas. Tomado de "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", por F. Crisafulli. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.

$$Ycg_{sc} = \frac{As \times \left(t + \frac{d}{2}\right) + \left(\frac{A_{losa\ sup.}}{n}\right) \times \left(\frac{t_c}{2}\right)}{\left(\frac{A_{losa\ sup.}}{n}\right) + As}$$

$$I_{sc} = \frac{I_{losa\ sup.}}{n} + \frac{A_{losa\ sup.}}{n} \times \left(Ycg_{sc} - \frac{t_c}{2}\right)^2 + I_{s_x} + As \times \left(h_{sc} - Ycg_{sc} - \frac{d}{2}\right)^2$$

Por razones de seguridad solo se considera solo el 75% de la inercia de la sección compuesta en el cálculo:

$$I_{ef} = 0.75 \times I_{s.c.}$$

Si la acción compuesta es parcial la Inercia efectiva se hallará de la siguiente manera.

$$I_{ef} = I_{s_x} + \sqrt{\Sigma Q_n / C_f} \times (0.75 \times I_{s.c.} - I_{s_x})$$

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{ef}} \times 10^6$$

Donde:

As : Área neta del perfil de acero (cm²)

Is_x : Inercia del perfil metálico en el eje x (cm⁴)

d: peralte total del perfil (cm)

b: Ancho de losa, distancia entre ejes de viga (cm)

t_c: Peralte de la losa ubicada sobre la placa metálica (cm)

n: Relación entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto

h_{sc} : Peralte total de la sección compuesta (cm)

C_f: Menor valor a compresión (As x F_y) o (0.85 x f'_c x A_c)

ΣQ_n : Resistencia total por cortante de los conectores ubicados entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero (t)

L : Luz libre (m)

q : Carga de servicio distribuida cuando el concreto está endurecido (kg/m)

E_s : Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²)

2.2.16.4.2. Diseño por flexión

La distribución correspondiente de los esfuerzos sobre la sección compuesta se llama distribución plástica de esfuerzos y la línea neutra que divide a las zonas de tracción y compresión se llamara eje neutro plástico (14).

En el manual de especificaciones para edificios de acero, indica que, para el diseño de elementos compuestos, la resistencia de diseño por flexión se determinará por el estado límite de fluencia como sigue (27):

Para momentos positivos

a) Para perfiles compactos, $\frac{h}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Casi la totalidad de perfiles W, S, M, C y MC cumplen esta condición

b) Para perfiles no compactos, $\frac{h}{tw} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

M_n debe ser determinado por la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento, para el estado límite de fluencia (momento de primera fluencia)

Para momentos negativos

La resistencia para flexión negativa debe ser determinada solo por la sección de acero y cumpliendo lo mencionado en la sección anterior para momentos positivos.

Cuando una viga compuesta ha alcanzado el estado límite plástico, los esfuerzos se distribuyen en alguna de estas tres formas siguientes (17):

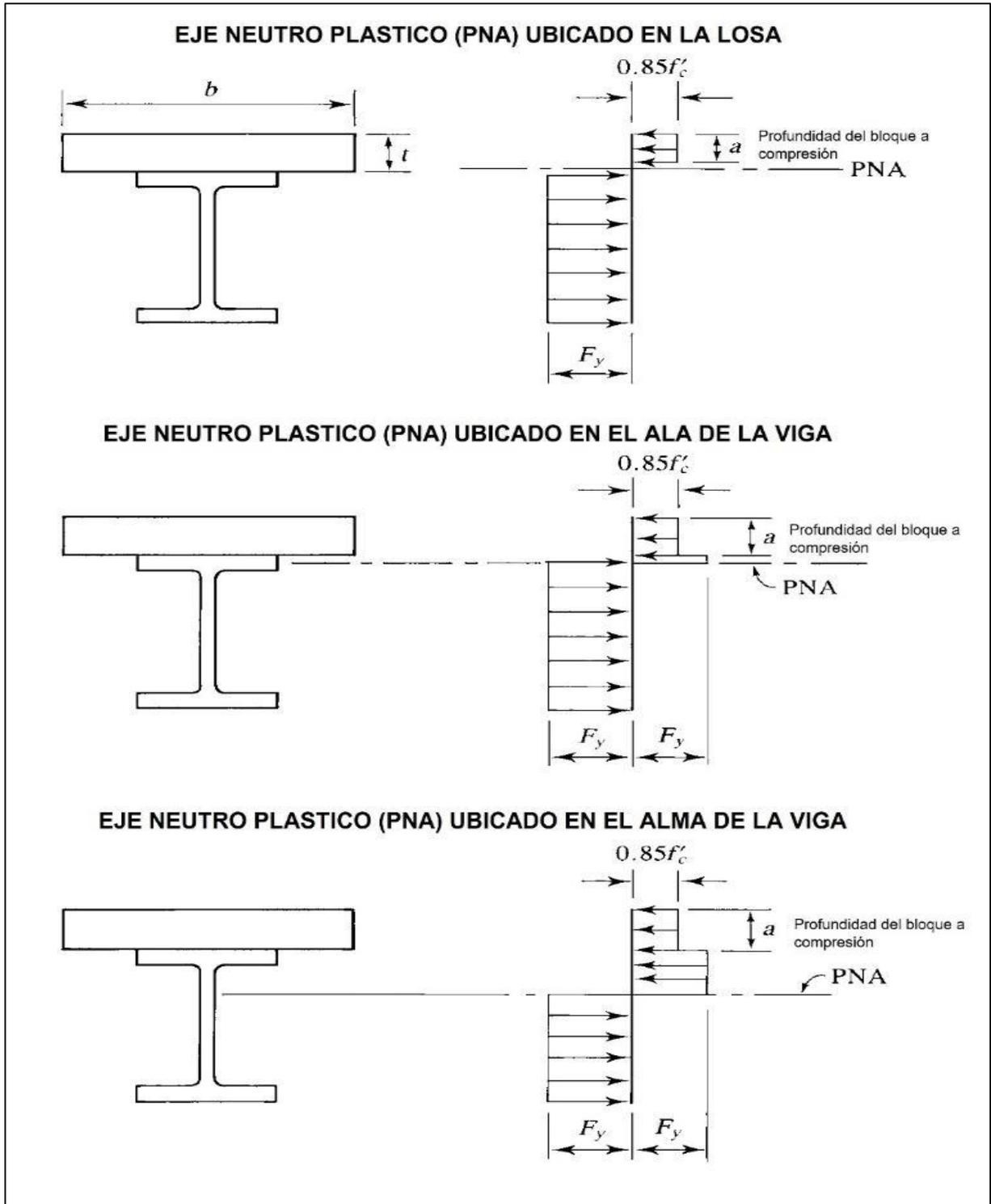


Figura 61. Casos de distribución de esfuerzos en una viga compuesta en estado plástico. Tomado de "Diseño de estructuras de acero con LRFD", por T. Segui. Diseño de estructuras de acero con LRFD. Segunda. Mexico D.F. : International Thomson Editores, 2000.

En la figura anterior se muestra las distintas ubicaciones que puede tener el eje neutro plástico **ENP** (la losa de concreto, el ala del perfil o el alma). Donde el esfuerzo a compresión del concreto será parcial e igual a $0.85 f'c$ es uniforme y se extiende desde la fibra más comprimida hasta la profundidad "a" que puede ubicarse en la losa o sobrepasar esta, ubicándose en el perfil metálico, en cambio el acero presenta un esfuerzo uniforme de tensión total, igual a F_y ,

El estado límite de resistencia que gobernará este tipo de sección será el de fluencia, ya que no habrá pandeo local, debido a que las partes del perfil son compactas en su mayoría y tampoco presentará pandeo lateral torsional, debido a que la losa colaborante con el concreto endurecido restringirá el desplazamiento lateral a lo largo de toda la viga.

Cualquier sea el caso de distribución de esfuerzos que se presente, el momento nominal resistente se calculará al sumar los momentos resultantes de compresión y tensión. Esto se logrará al sumar los momentos de las resultantes con respecto a cualquier punto conveniente.

Para determinar cuál de los tres casos siguientes gobierna, se hallará el menor de los valores compresión:

1. $A_s \times F_y$

2. $0.85 \times F'c \times A_c$

3. ΣQ_n

Donde:

A_s : Área transversal del perfil de acero en (cm²)

A_c : Área de concreto (cm²)

ΣQ_n : Resistencia total por cortante de los conectores ubicados entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero (t)

F_y : Resistencia a la fluencia del acero del perfil metálico (kg/cm²)

$F'c$: Resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

Cada una de las tres posibilidades representa la fuerza horizontal de corte que se da en la interfaz entre acero y concreto. Cuando la primera posibilidad gobierna, el acero está siendo utilizado plenamente, entonces el ENP se encontrará en la losa, con la segunda posibilidad el concreto se emplea plenamente y el ENP está en el acero y el tercero solo se da cuando hay menos conectores de corte que los requeridos, dando como resultado una acción compuesta parcial, condición que no se da en los dos primeros casos en donde se desarrolla una acción compuesta total.

Ancho efectivo (be)

La porción de la losa que trabajara en forma compuesta con la viga de acero dependerá de varios factores, a esto el AISC determina que se tome el menor valor de los siguientes (17):

1. Un octavo de la longitud de la luz de la viga
2. La mitad de la separación entre ejes de vigas
3. La distancia del eje longitudinal de la viga al borde de la losa

Esta última cantidad se aplicará a las vigas de borde, por lo que, para las vigas interiores, el ancho efectivo total será la menor de las siguientes cantidades: un cuarto de la longitud del claro o la separación entre los centros de las vigas (se supone que las vigas están espaciadas uniformemente). Después de haber explicado lo anterior, el caso más común es que el ENP se encuentre dentro de la losa como se muestra en el gráfico a continuación:

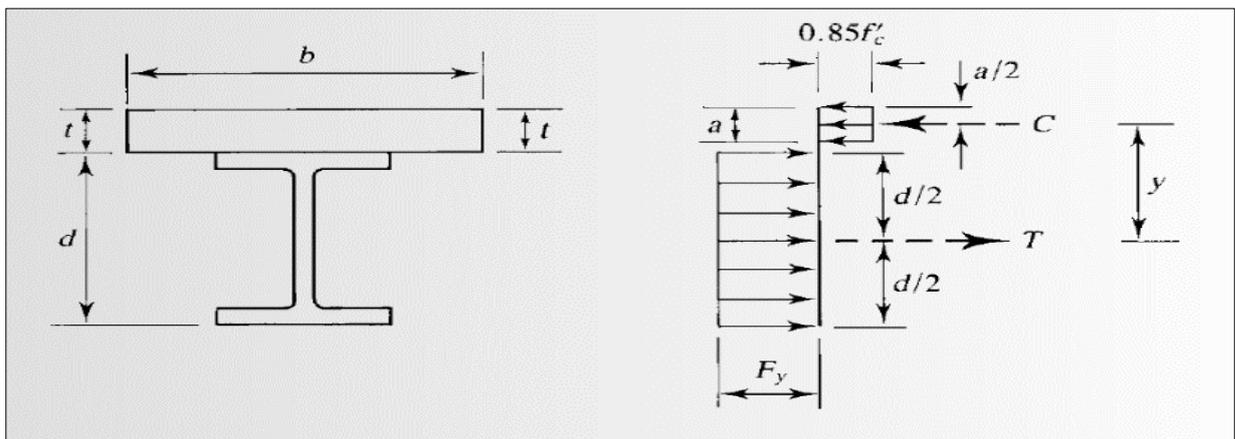


Figura 62. Distribución de esfuerzos cuando el ENP está ubicado en la losa. Adaptado de “Diseño de estructuras de acero con LRFD”, por W. Segui. Mexico D.F. : International Thomson Editores, 2000.

Si asumimos la condición anterior, que el ENP se encuentra en la losa (caso más común), la variable “C” de menor valor a compresión, estará determinada por:

$$C = 0.85 \times F'c \times Ac = 0.85 \times F'c \times a \times be$$

Y la fuerza a tracción por:

$$T = As \times Fy$$

Igualando las fuerzas de tracción y compresión:

$$0.85 \times F'c \times a \times be = As \times Fy$$

Despejando la “a”, la ubicación del ENP, se determinará con la siguiente formula:

$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 \times f'c \times be}$$

Donde:

a : Profundidad de la sección a compresión (cm)

As : Área neta del perfil metálico (cm²)

Fy : Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm²)

f'c : Resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

be : Ancho efectivo

Teniendo el valor de “a” calcularemos Momento resistente con la siguiente formula:

$$Mu = \phi Mn = \phi \times y \times 0.85 \times f'c \times be \times a = \phi \times y \times As \times Fy$$

Donde:

ϕ : Coeficiente de reducción a flexión (0.9)

y : distancia entre los centros de las secciones de tracción y compresión (cm)

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$$

2.2.16.4.3. Diseño por cortante

En base a lo nombrado por (27) con respecto al diseño por cortante de una viga compuesta, se determina que la fuerza cortante sea resistida por el alma del perfil de acero, por lo tanto, se la fuerza cortante resistente se determinará con la siguiente formula:

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Donde:

ϕ_v : Coeficiente de reducción a corte (1.00)

A_w : Área del alma del perfil metálico ($t_w \times d$)

Para almas de miembros laminados con: $\frac{h}{t_w} = 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1.00$

2.2.16.4.4. Diseño de conectores de corte para el sistema acero Deck

Según las especificaciones dadas por la fuerza de corte horizontal entre las secciones de la losa de concreto y la viga de acero serán transferidas por los conectores de corte (27). Considerando que esta fuerza V' , estará ubicada entre el punto máximo de momento positivo y el punto de momento cero, y será determinado como el menor valor de los siguientes estados límite.

1. $V' = F_y \times A_s$
2. $V' = 0.85 \times f'_c \times A_c$
3. $V' = \Sigma Q_n$

En conclusión, la fuerza cortante horizontal menor de entre los dos primeros estados límite determinará la cantidad de conectores que debemos colocar, debemos considerar en este punto, si queremos lograr un comportamiento compuesto parcial o total. Tendremos un comportamiento compuesto total si gobiernan uno de los dos primeros estados límite, quiere decir esto que se colocó la suficiente cantidad de conectores como para que falle primero el concreto o la sección de acero comience a fluir sin que se puedan presentar deslizamientos en la interfaz entre el acero y concreto.

Y tendremos un comportamiento parcial cuando la resistencia al corte total brindado por la suma de conectores sea menor que la resistencia a la falla del concreto o la resistencia a fluencia del acero, ya que la sección dejara de comportarse como compuesta antes que uno de los dos primeros estados límite ocurra.

La cantidad de conectores ubicados entre el momento cero y el momento positivo máximo se determinará como sigue:

$$N'c = \frac{V'}{Q_n}$$

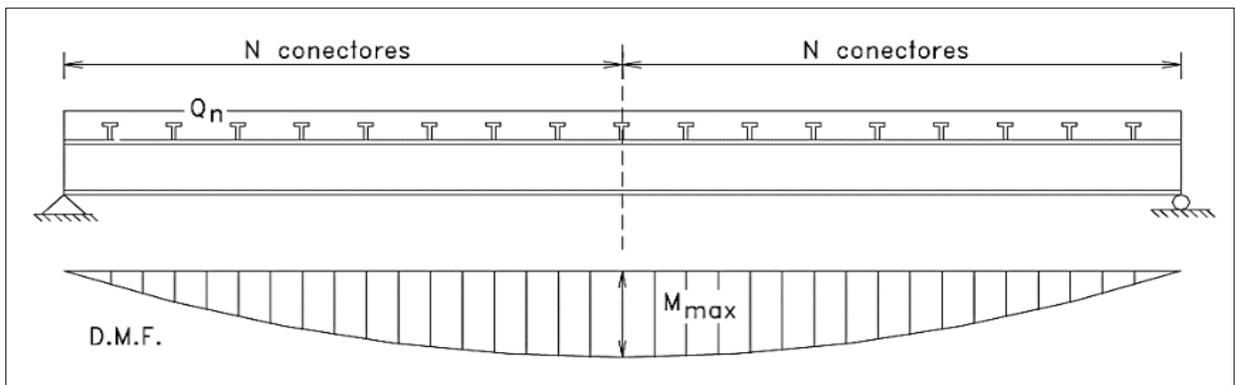


Figura 63. Número de conectores distribuidos entre el momento positivo máximo y momento cero. Tomado de “Diseño estructural en acero”, por L. Zapata, Lima, Universidad Nacional de Ingeniería Editorial, 1991.

Donde:

$N'c$: *Numero de conectores entre el momento cero y el momento positivo máximo (A lo largo de toda la viga el número de conectores será igual a $2 N'c$)*

Q_n : *Resistencia al corte de un conector (kg)*

$$Q_n = 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u$$

Donde:

A_{sa} : *Área de la sección transversal del conector (cm²)*

d_{sa} : *Diámetro del conector*

l_{da} : *Longitud del conector*

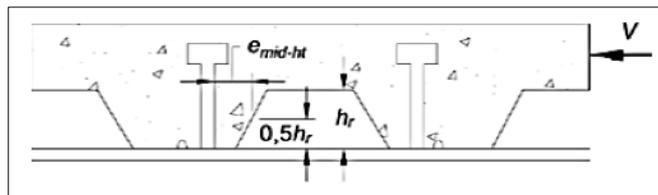
R_g : Factor que dependerá del número de conectores soldados juntos

R_p : Factor que dependerá de la ubicación del conector

F_u : Resistencia mínima a tensión de un conector de corte (65 ksi = 4570 kg/cm²) (Según AWS 2008)

Tabla 8

Valores de R_g y R_p para conectores instalados en placas colaborantes.



Valores de R_g y R_p para varios casos

Condición	R_g	R_p
Losa maciza, sin plancha colaborante	1,0	0,75
Plancha colaborante con el nervio orientado paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1,5$	1,0	0,75
$\frac{w_r}{h_r} < 1,5$	0,85**	0,75
Plancha colaborante con el nervio orientado perpendicularmente al perfil de acero		
Número de pernos con cabeza ocupando el mismo nervio		
1	1,0	0,6 ⁺
2	0,85	0,6 ⁺
3 o más	0,7	0,6 ⁺

h_r = Altura nominal del nervio

w_r = Ancho promedio del nervio o ensanche de concreto

** Para un perno con cabeza individual

+ Este valor puede aumentar a 0,75 cuando $e_{\text{mid-ht}} \geq 50 \text{ mm}$

Se tendrán las siguientes consideraciones en la utilización de los conectores de corte:

- El diámetro del conector ≤ 2.5 x el ancho del patín (t_w).
- La longitud mínima de los conectores ≥ 4 x diámetro del conector.
- Los conectores de corte deben tener por lo menos 2.50 cm de recubrimiento lateral de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza de corte.
- El espaciamiento mínimo (centro a centro de conectores) = 6 x diámetro del conector.
- El espaciamiento máximo (centro a centro de conectores) = 8 x espesor total de la losa (t) o 90 cm.
- La separación de los conectores estará condicionada por la separación de valles de la placa colaborante, lugar de contacto entre la losa y la viga metálica donde se instalarán los conectores.

2.2.17.5. Sistema de viguetas metálicas prefabricadas Vigacero

El Sistema de techo aligerado con viguetas prefabricadas de acero galvanizado (Vigacero) es un techo de concreto armado aligerado aprobado y ha sido desarrollado para realizar losas de entrepisos más resistentes a los sismos, es de fácil instalación al no requerir encofrado tradicional, consiguiendo ser de gran ayuda incluso en procesos de autoconstrucción de viviendas (29).

La parte estructural del sistema está constituida por viguetas prefabricadas de acero de diseño especial y que constituyen el refuerzo positivo y el encofrado de las losas aligeradas, estas viguetas soportan tanto los casetones de poliestireno expandido-EPS y el concreto.

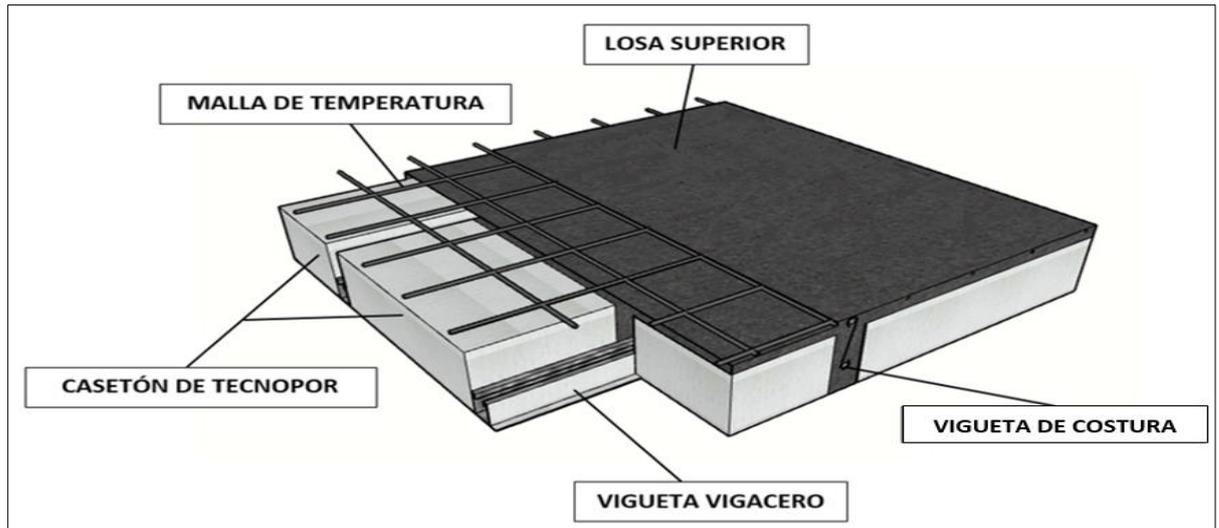


Figura 64. Isométrico de la losa aligerada con Vigacero.

Debido a la gran resistencia de las viguetas prefabricadas de acero galvanizado, el sistema no requiere encofrado en luces libres menores a 4.50 ml y en caso de luces mayores hasta 8.00 ml solo requiere un mínimo apuntalamiento.



Figura 65. Instalación de losa aligerada con Vigacero. Tomado de "Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso", por Acero Deck. Lima, 2009.

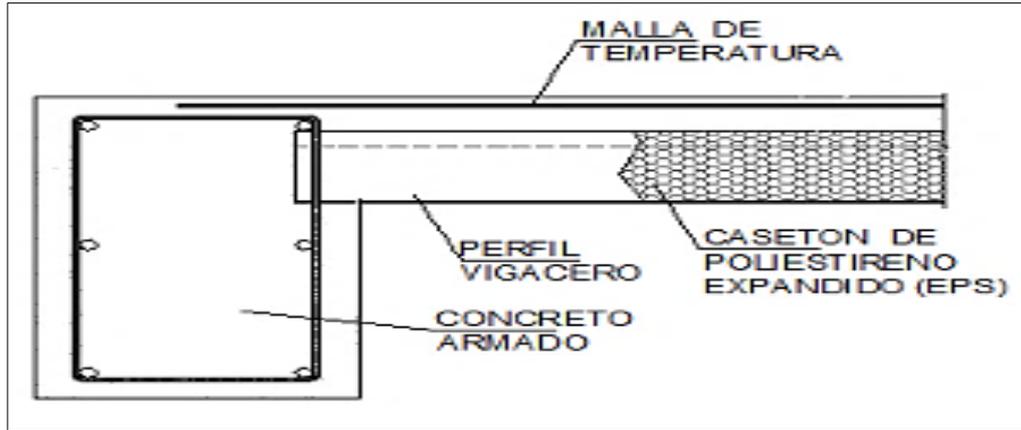


Figura 66. Conexión vigueta con viga de concreto.

En la parte superior de los casetones se colocan las instalaciones eléctricas, sanitarias, la malla de temperatura y el acero negativo (opcional para espesores de losas continuas superiores a 20 cm), luego del vaciado de concreto la losa aligerada tiene una sección compuesta por concreto y acero que forman un diafragma rígido juntamente con las vigas de borde, y donde todos sus componentes están integrados mediante adherencia mecánica.

El sistema es muy flexible a diversos tipos de acabados en su cielo raso y pueden ser utilizados en forma horizontal o inclinada (techos en climas con lluvia o nieve intensa).

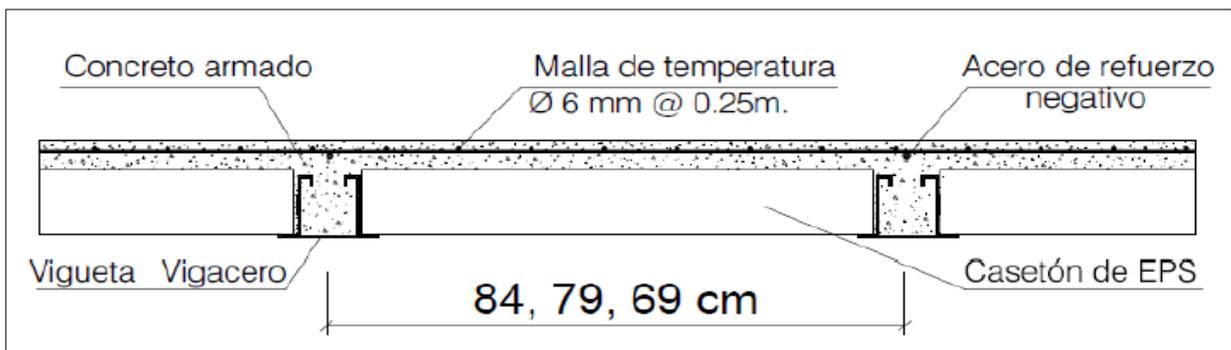


Figura 67. Sección transversal de la losa aligerada con Vigacero. Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

Usos y ventajas

El sistema de techos aligerados con viguetas prefabricadas de acero Vigacero se utiliza con todos los sistemas constructivos como el de albañilería confinada, aporticado, sistema dual y estructuras metálicas entre los más utilizados (29).

Entre las principales ventajas del sistema Vigacero tenemos:

- Fácil y rápida instalación, reduce significativamente el tiempo de ejecución del techo aligerado y por lo tanto más económico.
- No requiere encofrado en luces menores a 4.50 m. y en grandes luces hasta 8 m. sólo requiere mínimo apuntalamiento.
- Tiene un 40% menos peso por metro cuadrado que otros sistemas de techo aligerado.
- Excelente comportamiento sísmico y la vigueta estructural más resistente.
- Fácil de transportar, manipular y apilar en obra.
- Se puede utilizar en todos los sistemas constructivos.
- Facilidad de colocación de todo tipo de instalaciones embutidas o suspendidas.
- Se adapta a una gran variedad de acabados.
- Mejor comportamiento acústico y térmico, por el uso de EPS densidad 15 kg/m³.

Tabla 9

Ventajas técnicas y funcionales del sistema Vigacero sobre otros sistemas.

VENTAJAS TECNICAS Y FUNCIONALES

O	X	—
Cumple	no cumple	No aplica

DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS	ALIGERADO CON SISTEMA VIGACERO	ALIGERADO CON VIGUETAS PRETENSADAS	ALIGERADO CONVENCIONAL	PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	LOSAS MACIZA
Se disminuyen las deflexiones que causan fisuras en la losa	O	O	X	X	X
Un mayor espesor de losa proporciona mayor acustica	O	O	O	O	X
Sistema certificado y avalado por el Ministerio de Vivienda	O	O	O	O	O
El trabajar con casetones de Eps de alta densidad proporciona mejor acustica en la losa	O	X	X	X	—
Por tener mayor separacion de viguetas, utiliza menos puntales esto reduce el tiempo de armado	O	X	X	X	X
Las instalacion eletricas y sanitarias son mas facil de instalar	O	O	X	O	—

Nota: Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

Tabla 10

Comparación de resistencia con otros sistemas de viguetas prefabricadas

COMPARACION DE RESISTENCIA CON OTROS SISTEMA DE VIGUETAS PREFABRICADAS			
TIPOS DE VIGUETAS	VIGACERO	VIGUETA PRETENSADA	VIGUETA TRALICHO
ESPEJOR DE LOSA (m)	0.16	0.17	0.17
ESPEJOR DE CARPETA DE COMPRESION (cm)	5	5	5
ESPACIAMIENTO ENTRE EJES DE VIGUETAS (m)	cada 0.84 m	cada 0.60 m	cada 0.50 m
RESISTENCIA	1.265 ton	1.267 ton	0.90 ton

Nota: Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

Tabla 11

Ventajas económicas del sistema Vigacero sobre otros sistemas.

VENTAJAS ECONOMICAS

O	X	—
Cumple	no cumple	No aplica

DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS	ALIGERADO CON SISTEMA VIGACERO	ALIGERADO CON VIGUETAS PRETENSADAS	ALIGERADO CONVENCIONAL	PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	LOSAS MACIZA
Menos cantidad de encofrados menos puntales, nada de soleras	O	O	X	En menor cantidad	X
Paños con luces grandes con menor espesor de losa	O	O	X	O	O
Las cuadrillas pueden trabajar simultaneamente mejorando los rendimientos	O	X	—	O	X
Se reduce el tiempo de armado y desencofrado dado la inercia de la vigueta	O	O	X	En menor cantidad	X
Reduce la cantidad de concreto a utilizar en la losa aligerada entre el 10 al 15 % menos	O	En menor cantidad	X	X	X
Las viguetas son lo suficientemente resistente como para soportar la manipulacion y no tener mayores desperdicios	O	X	—	X	—
La fabricacion de las viguetas es rapida contando con una buena capacidad de distribucion	O	X	—	X	—
Ahorro de tiempo 50% de ahorro de tiempo	O	En menor cantidad	X	O	X

Nota: Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

2.2.17.6. Componentes del sistema de viguetas metálicas prefabricadas Vigacero

Vigueta de acero prefabricada y galvanizada

Las viguetas prefabricadas de acero galvanizado Vigacero cumplen con las disposiciones del Capítulo 17-Elementos Compuestos de Concreto sometidos a Flexión de la Norma Peruana E.060 Concreto Armado y por su diseño especial soportan los esfuerzos de tracción a los cuales son sometidos las losas aligeradas y sirven además de encofrado permanente al concreto conjuntamente con los casetones EPS (29).

Las viguetas Vigacero son fabricadas a partir de bobinas de acero galvanizado que provienen de las empresas Siderperu, Aceros Arequipa o similares. El galvanizado es un proceso electroquímico por el que se deposita un metal sobre otro. Mientras que en el caso del acero se aplica a la lámina un baño en caliente de zinc fundido. La película de zinc que se forma sobre el acero lo protege de dos maneras, protección de barrera y protección galvánica (catódica).

En cada caso cumplen con las normas ASTM A653, ASTM A1008, ASTM A1011 Grado 37 o AISI/SAE 1015. El espesor del perfil es de 1.50 mm (nominal), la longitud de las viguetas de acero varía desde 0.40 metros hasta 12 metros de largo.



Figura 68. Vigueta de acero galvanizado. Tomado de “Manual de instalación de techo aligerado con viguetas prefabricadas de acero”, por SENCICO, Lima, Cartolan Editores, 2014.

Tabla 12

Propiedades mecánicas de la vigueta

ESPECIFICACIONES DE LA VIGUETA	ESPESOR 1.5 mm (Nominal)
MEDIDAS (cm) (+/- 0.8cm)	h = 9 cm
	b = 13 cm
Peso (kg/m)	4.86
Rendimiento	180 m ² /día
Lux máxima entre apoyos	8 m
Área	6 cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo (Fy)	2530 kg/cm ²
Esfuerzo de fractura mínimo (Fu)	3726 kg/cm ²
Momento de inercia alrededor del eje centroidal horizontal (Ix)	74.37 cm ⁴
Momento elástico de la sección respecto a la fibra superior (Sxt)	12.96 cm ³
Momento elástico de la sección respecto a la fibra inferior (Sxb)	22.78 cm ³
Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior	3.26 cm

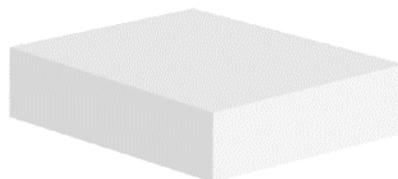
Nota: Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

Casetón de poliestireno expandido-EPS

El poliestireno expandido (EPS) es un material plástico espumado, derivado del poliestireno y utilizado en el sector del envase y la construcción (29).

Tabla 13

Propiedades físicas del casetón de EPS en el sistema Vigacero.



CARACTERÍSTICAS DE LOS CASETONES DE EPS	
DIMENSIONES	Largo : 1.00 m , Ancho : 0.75 m , Espesor : entre 0.09, 0.12, 0.15, 0.20, ... m (*)
PESO POR UNIDAD	1.01 Kg (caseton de 0.09 m de espesor) 1.69 Kg (caseton de 0.15 m de espesor)
DENSIDAD	12 - 15 Kg/ m ³
COLOR	Blanco
COMPORTAMIENTO FÍSICO QUÍMICO	Material autoextinguible e ignífugo, materia prima el poliestireno tipo F, inerte

(*) Esta condicion dependera de la luces que se puedan plantear por proyecto

Nota: Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

En construcción, lo habitual es comercializarlo en planchas de distintos grosores y densidades. Asimismo, los casetones se fabrican con poliestireno expandido EPS tipo F y en densidad: **15 kg/m³**, también existen casetones con densidad de **25 kg/m³**, pero serán de menor espesor y serán utilizados en el caso que se requiera hacer retiro de casetones para aumentar la resistencia a la fuerza cortante en la sección de concreto.

También es habitual el uso de bovedillas de poliestireno expandido para la realización de forjados con mayor grado de aislamiento térmico.

Además, la función del casetón de poliestireno expandido EPS, dentro de las losas aligeradas es reducir el peso de la losa, así como servir de encofrado al concreto durante el proceso constructivo. Cabe resaltar que los casetones son diseñados en fábrica para resistir **100kg/m²**.

De igual forma, en la obra su manejo es cómodo y sencillo hasta su colocación. Pero se debe evitar su aplastamiento o deterioro (quiñado) durante el almacenaje, además en ellos se realizarán todas las instalaciones eléctricas y sanitarias, a fin de dejar libre las zonas donde el concreto y el acero deben cumplir la función estructural de la losa aligerada.



Figura 69. Tipos de casetones para el sistema Vigacero. Tomado de “Manual Técnico Vigacero. Sistema constructivo aprobado por el Ministerio de Vivienda”, por SENCICO. Lima, 2014.

Acero negativo

El refuerzo de acero negativo, también llamado bastón o balancín, se coloca colgado de la malla de temperatura y sobre cada vigueta según la longitud y diámetro indicados en el plano estructural de la losa aligerada (32).

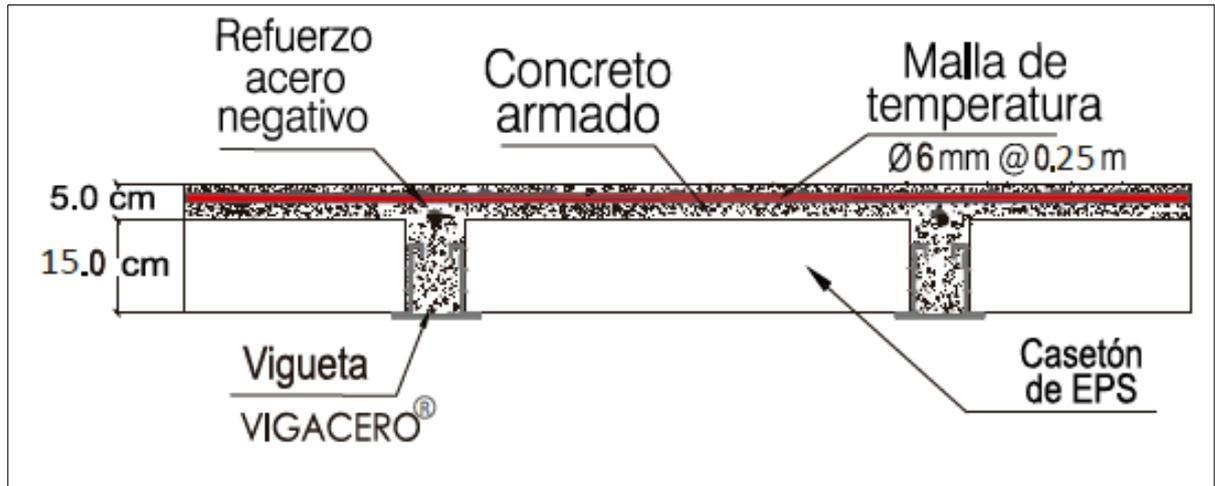


Figura 70. Sección transversal de una losa de 20 cm. Tomado de “Manual de Instalación de techo aligerado con viguetas prefabricadas Vigacero”, por SENCICO. Lima, 2016.

Vigueta de costura o amarre

En algunos casos el diseño de la losa aligerada indica la colocación de una vigueta transversal a las viguetas Vigacero en los paños grandes de la losa. Esta se coloca con el fin de uniformizar la deflexión y repartir las cargas lineales (como tabiques) entre todas las viguetas. Para ello se procede con el encofrado respectivo y en esta zona se colocan los aceros superior e inferior indicados en los planos, colgados con alambre No. 16 de la malla de temperatura. Para luces mayores de 5.5 m se usarán 2 \varnothing 3/8" y para luces mayores de 6 m 2 \varnothing 1/2". (32) y (33).

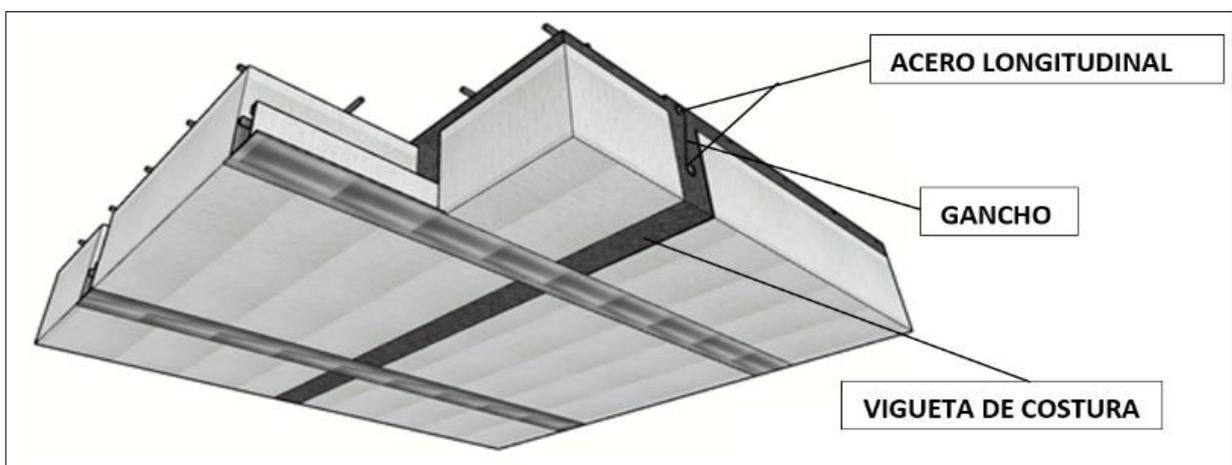


Figura 71. Vista inferior-vigueta de costura.

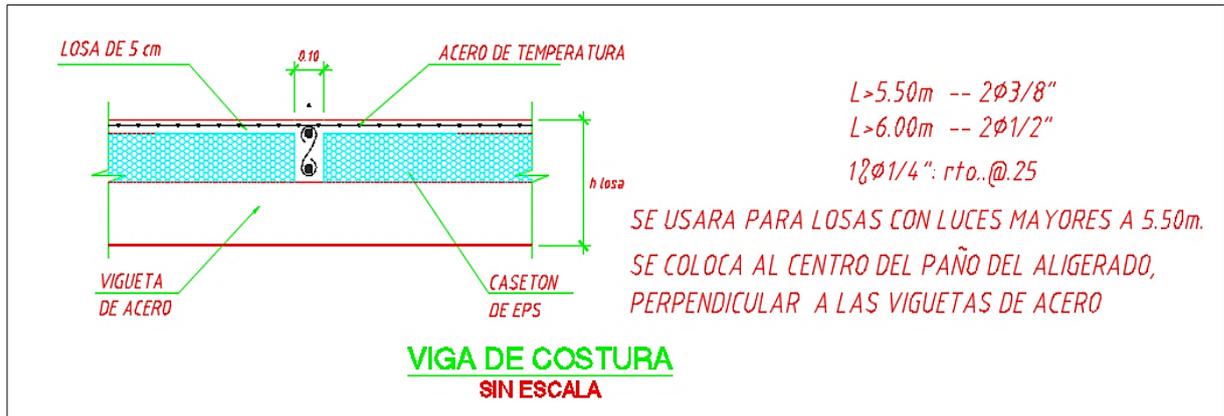


Figura 72. Vigueta de costura sección transversal. Tomado de “Manual de Instalación de techo aligerado con viguetas prefabricadas Vigacero”, por SENCICO. Lima, 2016.

2.2.17.7. Diseño del sistema Vigacero

2.2.17.7.1. Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto

El diseño se realizará sobre la base de lo mencionado en ítem 2.2.14.3 Deflexiones admisibles en el sistema compuesta. Con la siguiente consideración:

Se determinó usar el mismo método de cálculo de deflexiones que el sistema de acero Deck, debido a que en su fórmula incluyen la inercia del componente metálico, variable que determina la rigidez del elemento como encofrado.

2.2.17.7.4. Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles

El diseño se realizará sobre la base de lo mencionado en ítem 2.2.14.3 Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles. Con la siguiente consideración:

A pesar de que se utilizara el mismo método para hallar los momentos críticos, no se evaluara el caso de la carga puntual de 75kg al medio de luz libre, ya que este caso solo es más crítico que el caso de la carga distribuida de 100 kg/m en luces menores de 1.5m, y en el diseño del sistema Vigacero no se presenta esta condición.

2.2.17.7.3. Diseño por flexión método de los esfuerzos admisibles como sección compuesta

El diseño se realizará sobre la base de lo mencionado en ítem 2.2.14.3 Diseño por flexión en el sistema no compuesto. Para hallar el centro de gravedad e inercia de la sección en ambas condiciones. Se tendrá en cuenta las siguientes ecuaciones:

a) Sección transformada agrietada

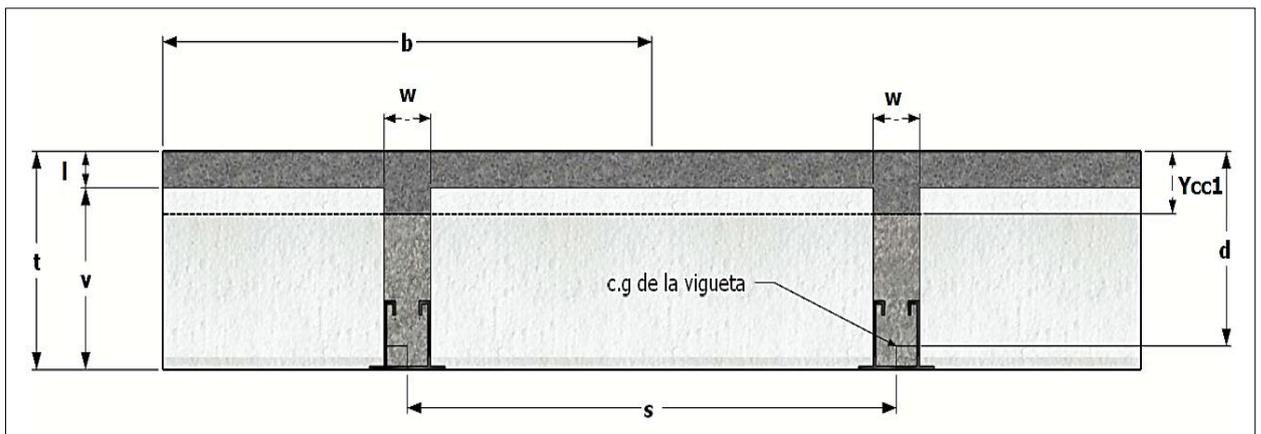


Figura 73. Sección fisurada Vigacero.

Donde:

l : Peralte de losa (5 cm por lo general)

v : Peralte de la viga de concreto

d : Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad de la viga (peralte efectivo).

t : Peralte total de la losa.

Y_{cc1} : Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la viga metálica.

w : Ancho de la viga (8cm por lo general)

b : Ancho de análisis

s : Separación entre viguetas

Para la sección agrietada del sistema Vigacero, considerando que en el diseño se puedan dar los siguientes casos:

La sección en compresión sobrepasa el espesor del ala ($Y_{cc1} > 5\text{cm}$):

$$Y_{cc1} = \frac{-(l \times b + n \times A_s - l \times w) + \sqrt{(l \times b + n \times A_s - l \times w)^2 - 4 \times \frac{w}{2} \times \left(\frac{l^2 \times w}{2} - \frac{l^2 \times b}{2} - n \times A_{sd} \times d\right)}}{w}$$

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} < 5\text{cm}$):

$$Y_{cc1} = dx(\sqrt{2x\rho n + (\rho x n)^2} - \rho x n)$$

Con el centro de gravedad formulamos las siguientes ecuaciones para hallar el momento de inercia agrietado I_c dependiendo del caso anterior:

La sección en compresión sobrepasa el espesor del ala ($Y_{cc1} > 5\text{cm}$):

$$I_c = \frac{b \times l^3}{12} + b \times l \times \left(Y_{cc1} - \frac{l}{2}\right)^2 + \frac{wx(Y_{cc1} - l)^3}{3} + nx I_{sd} + nx A_{sd} \times (d - Y_{cc1})^2$$

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} < 5\text{cm}$):

$$I_c = \frac{bxY_{cc1}^3}{3} + nxI_{sd} + nxAS_{sd}x(d - Y_{cc1})^2$$

Donde:

I_{sd} : Inercia de la vigueta metálica Vigacero

b) Sección transformada no agrietada

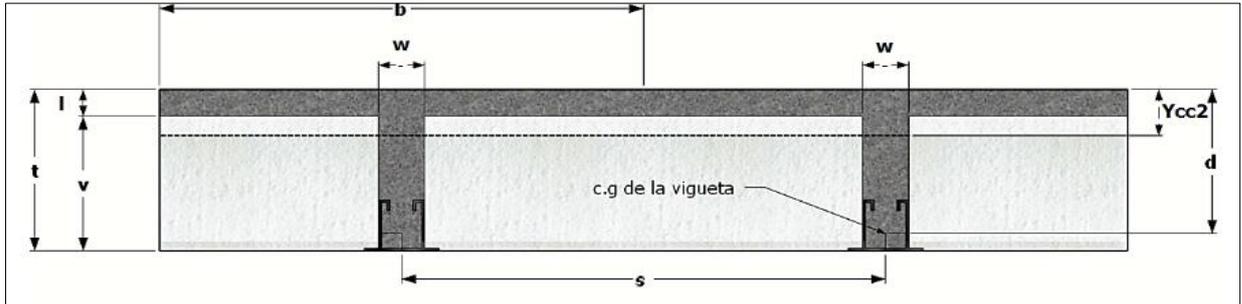


Figura 74. Sección fisurada Vigacero.

Para la sección no agrietada del sistema Vigacero se analizará la sección en tres partes: una rectangular, que será la losa superior de 5cm y la otra que será la sección de la viga de concreto (alma de la viga) y por último la viga prefabricada de acero.

$$Y_{cc2} = \frac{b \times l \times \left(\frac{l}{2}\right) + w \times v \left(\frac{v}{2} + l\right) + (n - 1) \times A_{sd} \times d}{(b \times l) + w \times v + ((n - 1) \times A_{sd})}$$

Con el centro de gravedad formulamos la ecuación para hallar el momento de inercia no agrietado I_g .

$$I_g = \left\{ \left(\frac{b \times l^3}{12} \right) + (b \times l) \times \left(Y_{cc2} - \frac{l}{2} \right)^2 \right\} + \left\{ \left(\frac{w \times v^3}{12} \right) + (w \times v) \times \left(t - (0.5 \times v) - Y_{cc2} \right)^2 \right\} + \{ (n - 1) \times I_{sd} + (n - 1) \times A_{sd} \times (d - Y_{cc2})^2 \}$$

2.2.17.7.4. Diseño por flexión método de la resistencia última

El tesista realizó un análisis de la tabla de momentos admisibles brindada por el fabricante, con el fin de determinar el método usado para elaborar esta tabla y así presentar una metodología de diseño y se comprobó que se usó el método de resistencia última para su elaboración. Por lo tanto, el diseño se realizará sobre la base de lo mencionado en el ítem 2.2.14.3 Diseño por flexión método de la resistencia última. Con las siguientes consideraciones:

- El área de la vigueta metálica Vigacero es 6 cm², pero ya que este perfil tiene un F_y de 2520 kg/cm², solo se considerará el área de 3.6 cm² para el diseño debido a que el diseño se hará con un F_y de 4200 kg/cm².
- Si el área aportante por la vigueta metálica no es suficiente se agregará acero de refuerzo convencional ($F_y = 4200$ kg/cm²), ubicado al medio de la vigueta.

2.2.17.7.5. Diseño por fuerza cortante

El diseño se realizará sobre la base de lo mencionado en ítem 2.2.14.3 Diseño por cortante. Con las siguientes consideraciones:

- El área de corte contribuyente en caso se necesite el retiro de bloques para aumentar la resistencia, se calculará según las dimensiones mostradas en la figura 77 para el caso de retiro alternado y retiro total respectivamente, usando la formula “ $d \times b$ ”
- El peralte efectivo “ d ” se calculará como “ $t - 2.5$ cm”.

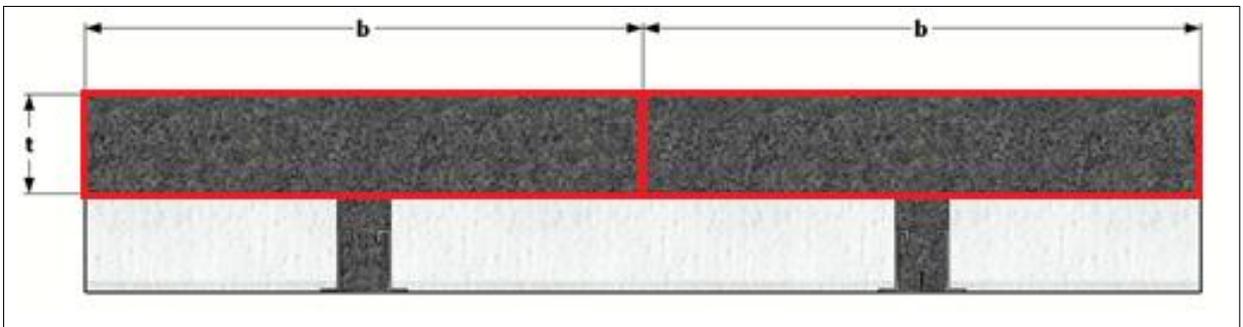


Figura 75. Retiro total de bloquetas.

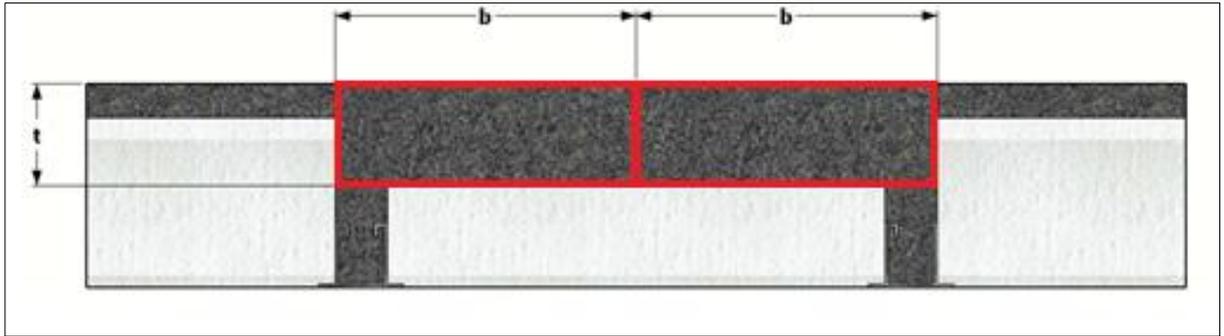


Figura 76. Retiro alternado de bloquetas.

2.2.17.7.6. Diseño por temperatura

El diseño por temperatura se realizará sobre la base de lo mencionado en el ítem 2.2.16.3.7 Diseño por temperatura.

bridas superiores e inferiores) tensores, arriostres y apoyos que irán conectados a las columnas de concreto.

Para cada alternativa de entrepiso se realizará el diseño de las losas compuestas para ambos casos, el sistema Deck (placas colaborantes) y el sistema Vigacero (viguetas prefabricadas de acero con bloquetas de poliestireno) y apoyos intermedios para cada sistema de ser necesario.

3.2. Arquitectura del Proyecto

El edificio fue diseñado con fines corporativos incluyendo en el primer nivel: sala de recepción, oficinas, sala de reuniones y comedor, en el segundo nivel: módulos individuales, oficinas y sala de reuniones y tercer nivel un auditorio, los ambientes dentro del edificio se dividirán todos con tabiquería móvil. Cabe resaltar que la batería de servicios higiénicos se encuentra en el exterior para cada piso al lado de las escaleras metálicas, con fin de aprovechar al máximo el espacio disponible al exterior del edificio. También, se presentará dos configuraciones geométricas para el techado, una con caída a dos aguas y otra con caída a cuatro aguas, además se presentará la arquitectura de techo para ambas alternativas, y ambas incluirán una claraboya en la parte superior que ayudara en la iluminación del auditorio durante el día.



Figura 78. Arquitectura-elevación frontal primera alternativa-techado a dos aguas.



Figura 79. Arquitectura-elevación frontal segunda alternativa-techado a cuatro aguas

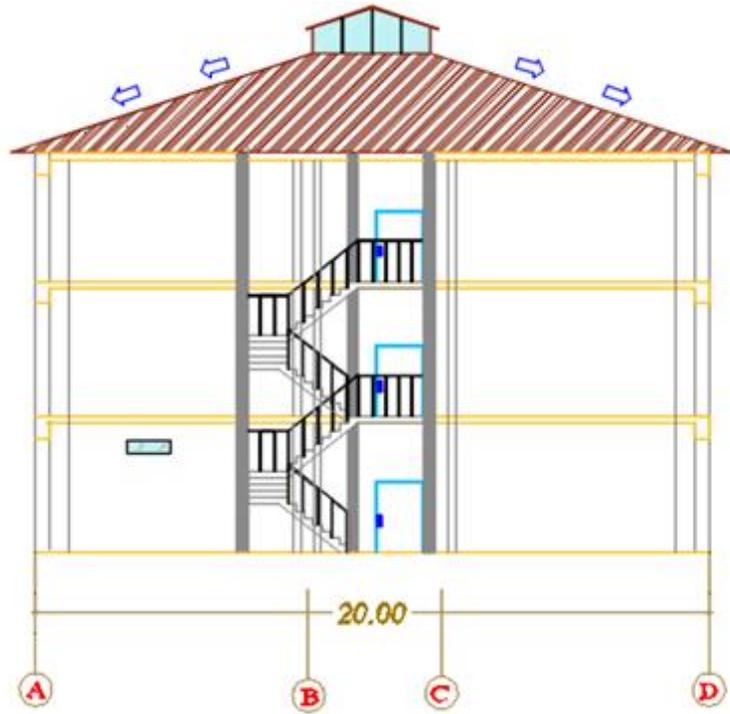


Figura 80. Arquitectura-elevación lateral primera alternativa-techado a dos aguas.

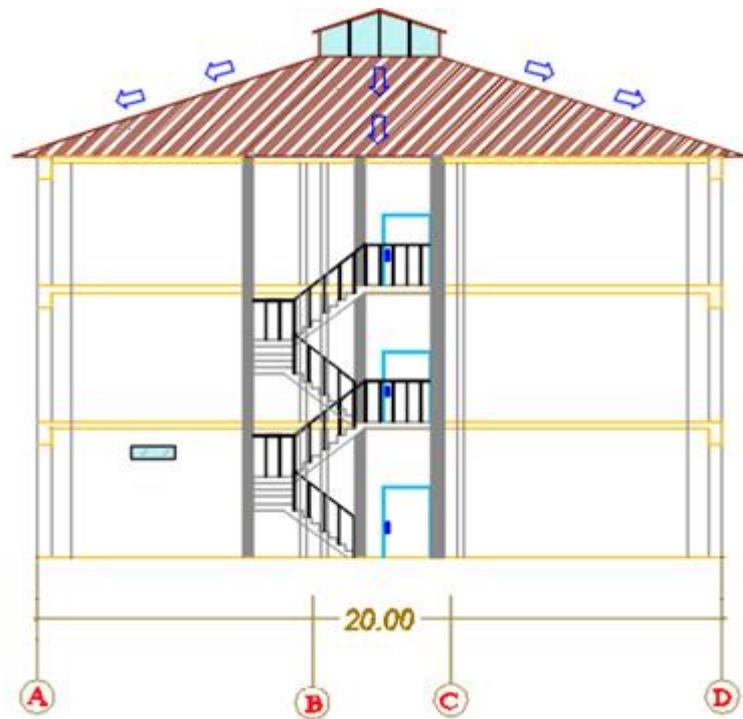


Figura 81. Arquitectura-elevación lateral segunda alternativa-techado a cuatro aguas.

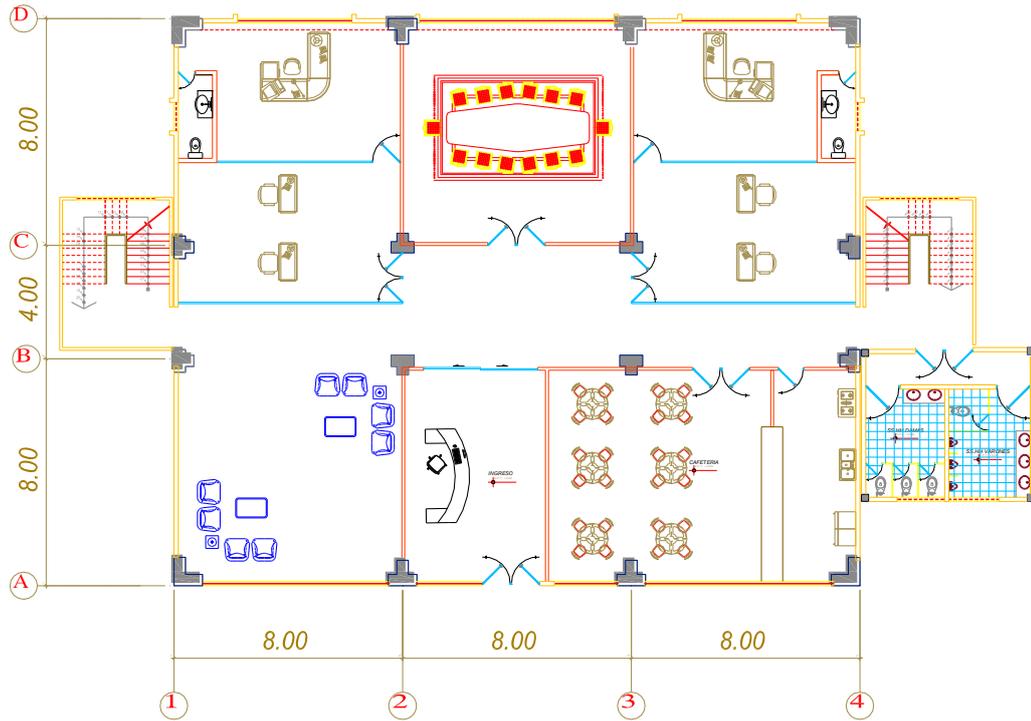


Figura 82. Arquitectura-planta del primer nivel

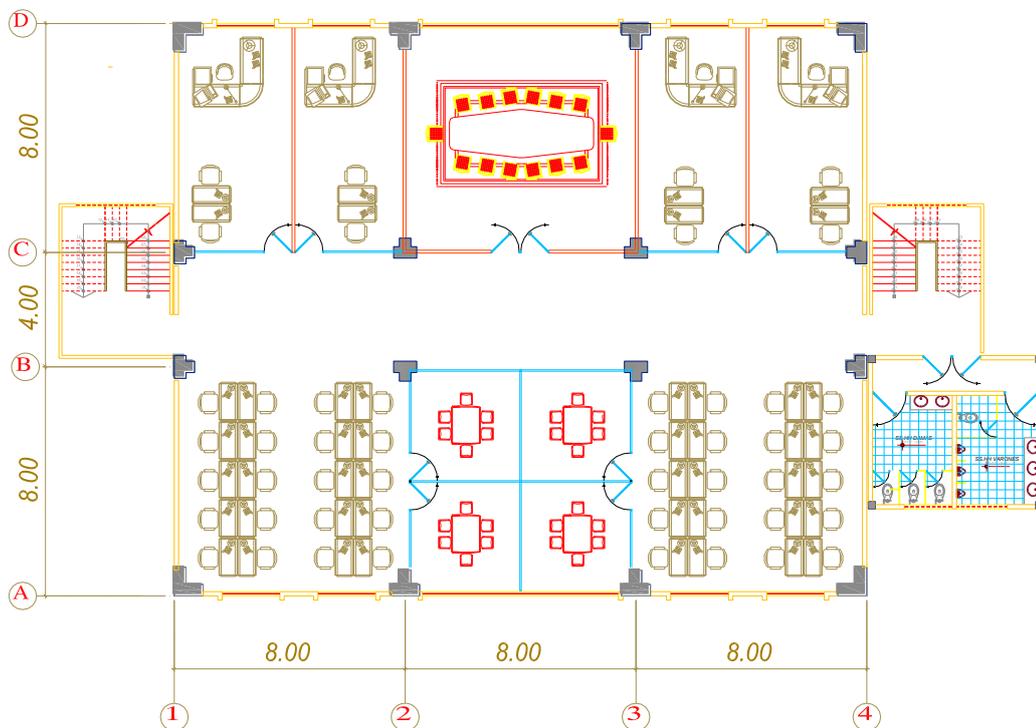


Figura 83. Arquitectura-planta del segundo nivel

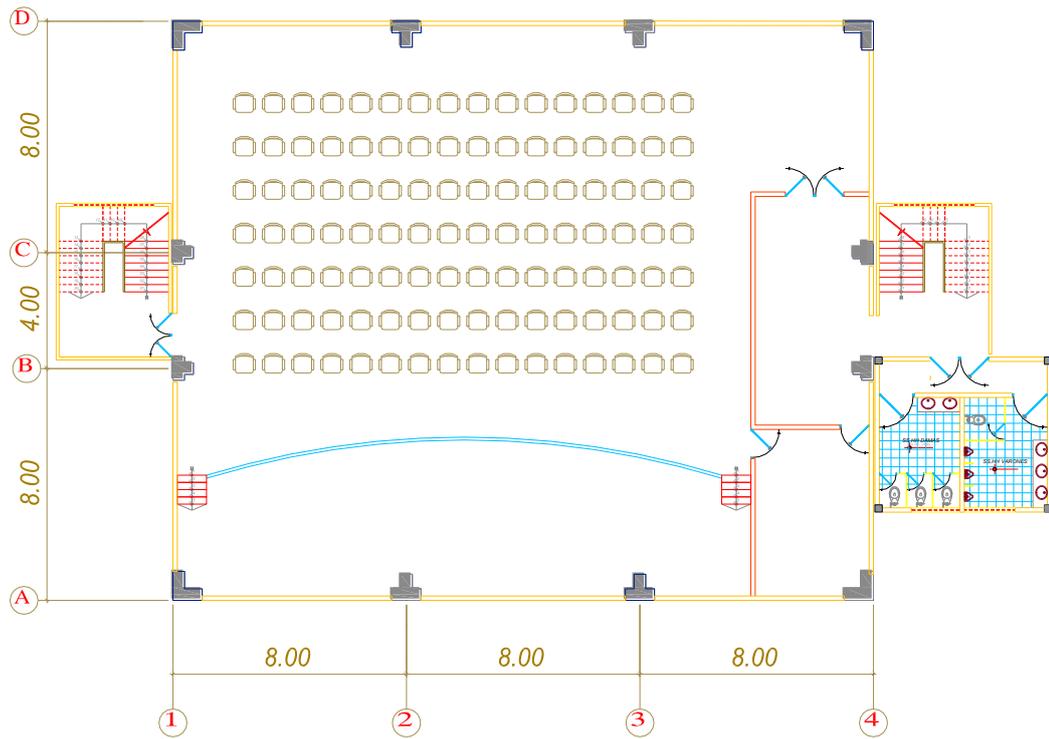


Figura 84. Arquitectura-planta del tercer nivel.

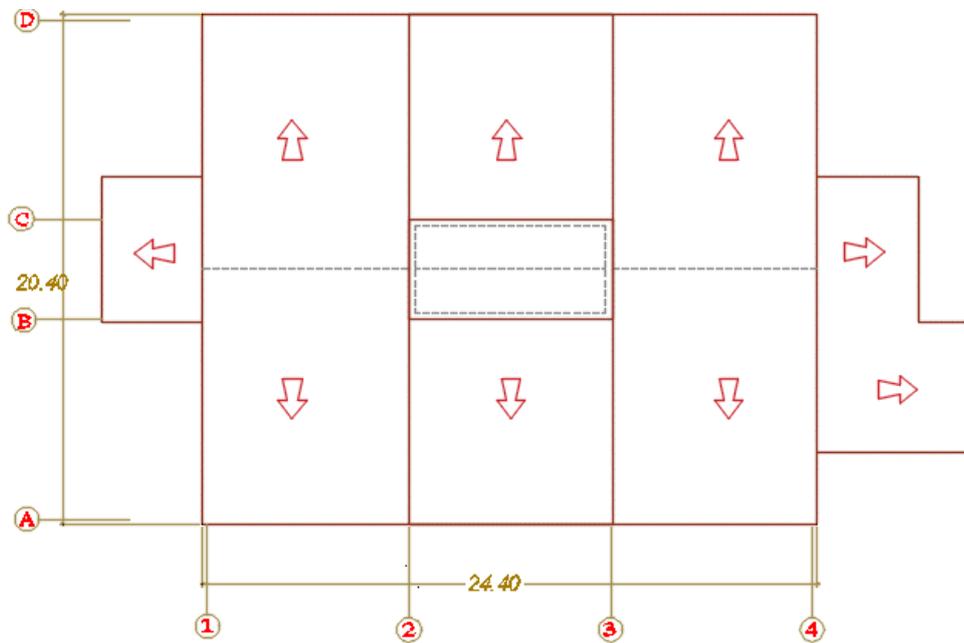


Figura 85. Arquitectura-planta primera alternativa-techado a dos aguas.

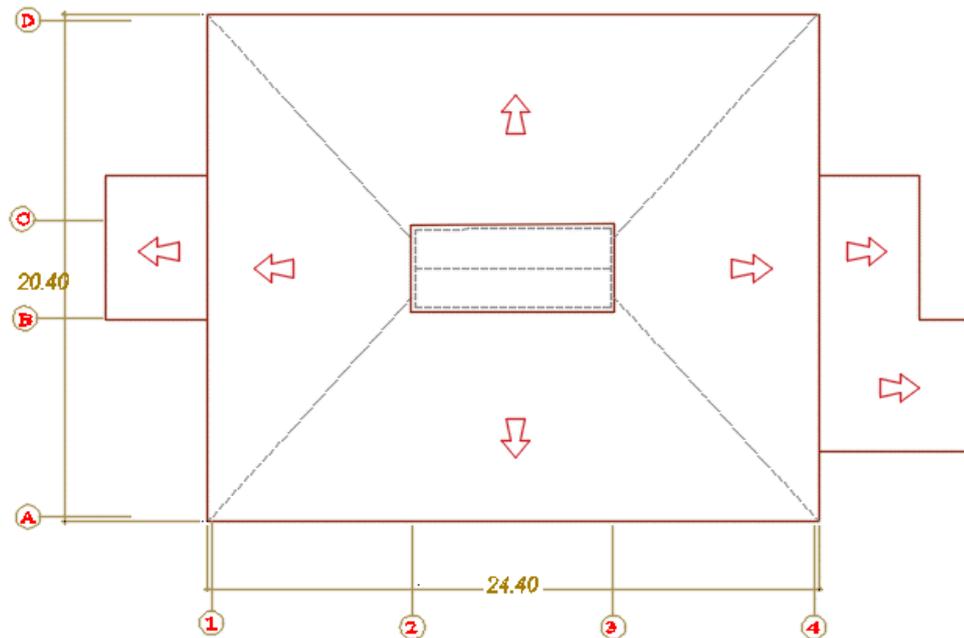


Figura 86. Arquitectura-planta segunda alternativa-techado a cuatro aguas

3.3. Configuración Estructural

3.3.1. Estructuración del esqueleto estructural

El sistema elegido para el esqueleto estructural es de pórticos de concreto armado, que es un sistema estructural de uso común en la región centro del país y principalmente para el uso común de la edificación (Categoría C) la norma sismoresistente E-030 permite utilizar el sistema aporticado. Sin embargo, aun cuando el objetivo de esta tesis es el diseño de alternativas de techado y losas de entrepiso con el empleo de estructuras metálicas, se necesita un esqueleto estructural que garantice seguridad resistente ante cargas de gravedad y sismo para ser ejecutado.

Criterios para la estructuración del esqueleto estructural

Los criterios y conceptos para la estructuración del esqueleto estructural se establecieron basados en la Norma E 030 Diseño Sismorresistente (36).

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.

- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

Las cuales se tendrán en cuenta y se explicarán, para justificar la estructuración presentada.

Elección del sistema estructural

La edificación es de categoría "C" uso oficinas, por lo que es factible elegir este sistema, como lo indica la tabla de N.6 de la Norma E-030.

Tabla 14

Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B		Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
	4, 3 y 2	Estructuras de concreto. Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
		Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Nota: Tomado de "Norma E 030. Reglamento Nacional de Edificaciones", por SENCICO, 2017.

Elección de los sistemas de techado y entrepiso

Para los entrepisos se presentan dos alternativas de losas compuestas y; para el techado se presentan dos alternativas de techado con armaduras reticuladas.

3.3.2. Estructuración de losas compuestas de entrepiso

Se considera dos alternativas de losas compuestas: 1) losas compuestas con placa colaborante acero Deck; y 2) losas compuestas con viguetas metálicas Vigacero.

La luz libre para cubrir entre apoyos para cada una de las alternativas es de 3.6, 7.4 y 7.6m. Para lo cual se cuenta con las características técnicas de cada una de las alternativas, según la información recolectada de las fichas técnicas y memorias de cálculo, donde se encuentran las luces libres máximas que se pueden cubrir con cada una de las alternativas.

3.3.3.1. Estructuración de losas compuestas con placa colaborante acero Deck

Según información proporcionada por el fabricante (23) este sistema puede cubrir hasta 5m de luz entre apoyos, por tanto, para cubrir los 7.4 y 7.6m de luces de los tramos A-B y C-D, se plantearán apoyos intermedios de vigas metálicas, obteniendo de esta manera luces entre 2 y 3 m. Con respecto a los paños ubicados entre C-B la luz a cubrir es de 3.6m. Ver figura 85.

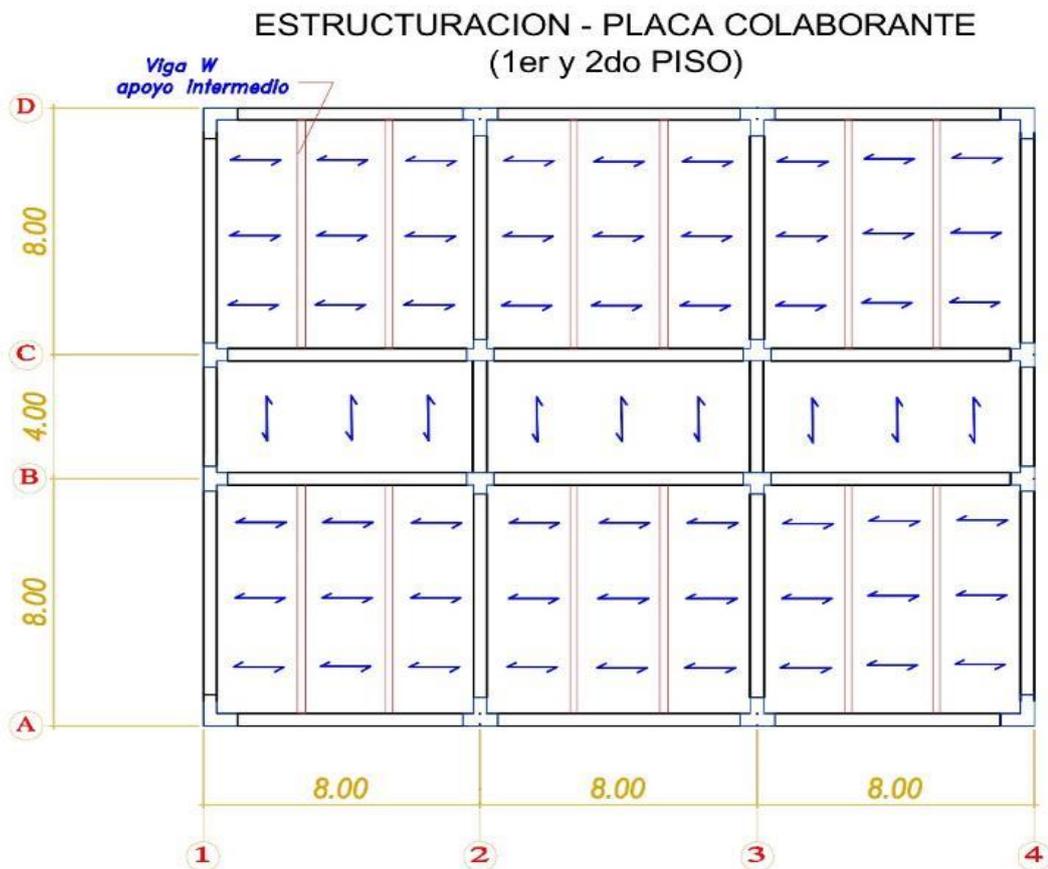


Figura 87. Dirección de las losas en el sistema de placa colaborante acero Deck.

3.3.3.1. Estructuración de losas compuestas con viguetas metálicas Vigacero

Según información proporcionada por el fabricante (30), este sistema puede llegar a cubrir 8m de luz entre apoyos, siempre y cuando se use viguetas de costura o de distribución a partir de 5.5m de luz. En la Figura 86 se observa la colocación de viguetas de costura en los paños A-B y C-D debido a que la luz es superior a 5.5m.



Figura 88. Dirección de las losas en el sistema Vigacero

3.3.3. Estructuración sistemas de techado con armaduras reticuladas

Se considera dos alternativas de techos con armaduras reticuladas: 1) armadura reticulada con caída a dos aguas; y 2) armadura reticulada con caída a cuatro aguas. La luz libre a cubrir es de 20m, para lo cual se estructurará cada uno de los sistemas antes mencionados, cuya explicación encontramos a continuación.

3.3.3.1. Estructuración de armadura reticulada con configuración de caída a dos aguas

Para la estructuración del sistema reticulado de dos aguas, se usó las columnas de concreto como apoyo para las armaduras principales que soportarán todo el peso del sistema. La forma de las armaduras como de los demás elementos estará condicionados por la arquitectura planteada.

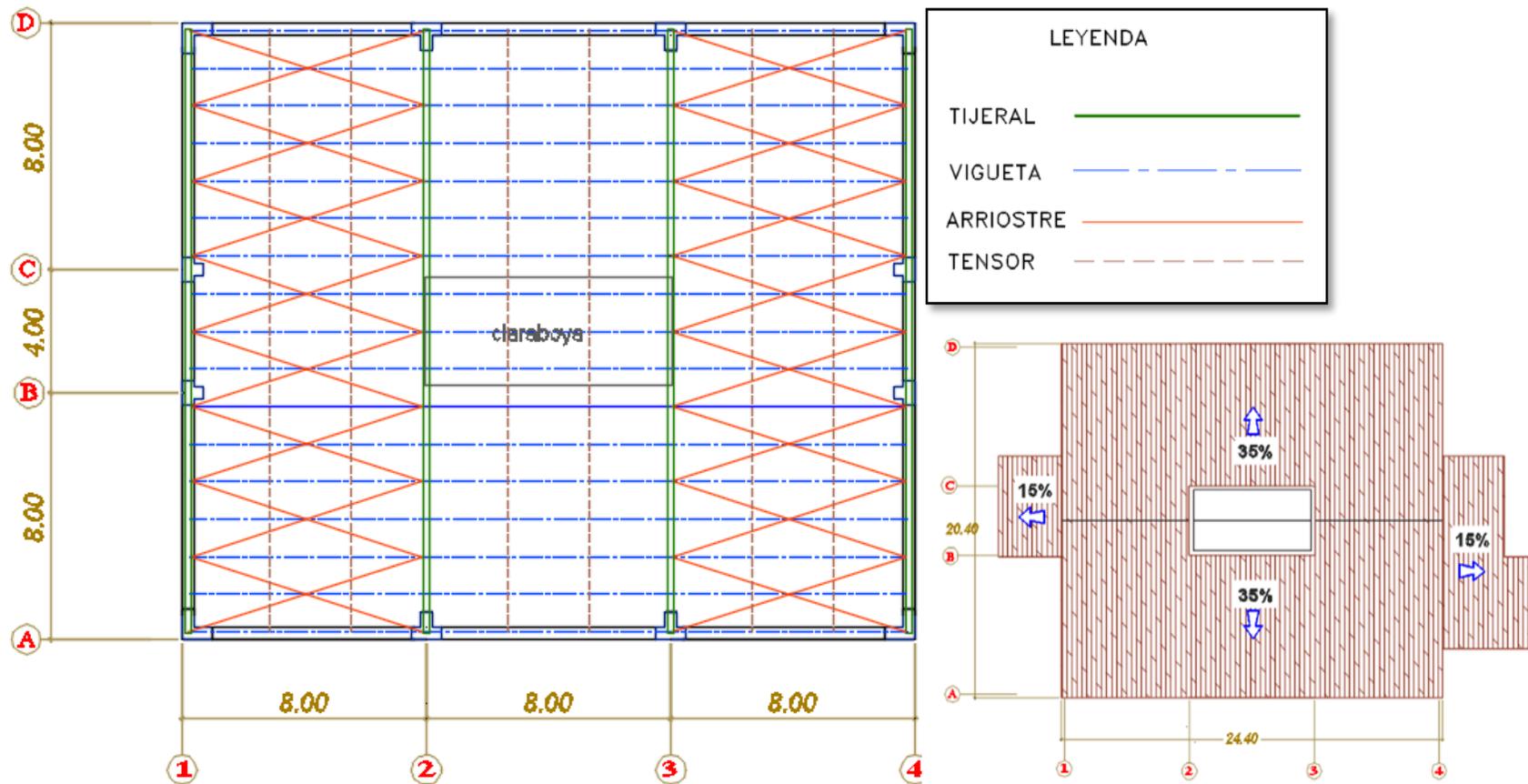


Figura 89. Planta arquitectura y estructuras-primera alternativa caída a dos aguas.

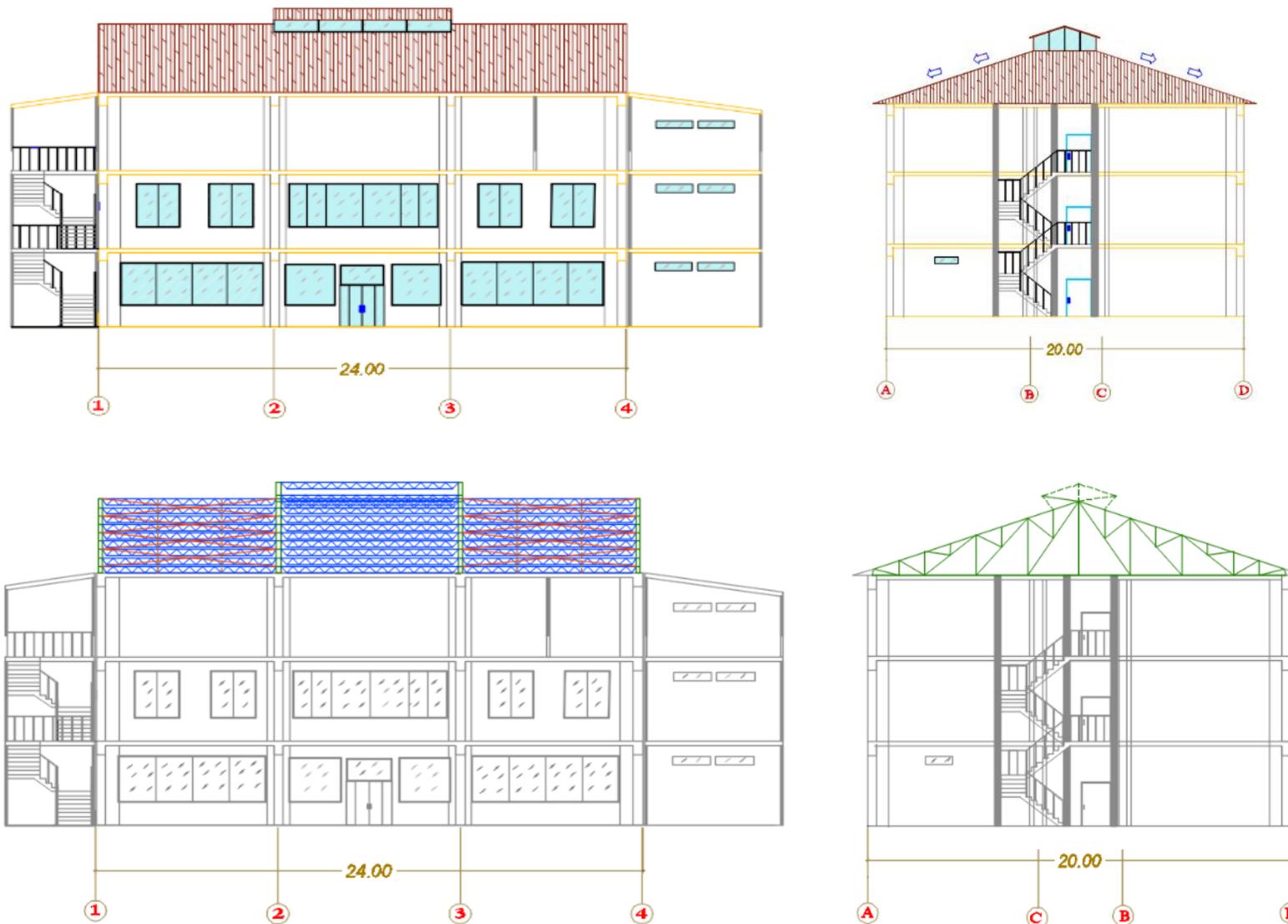


Figura 90. Elevación arquitectura y estructuras-primera alternativa caída a dos aguas

Tijeral principal

Conceptualización geométrica

Para las cargas solicitantes, la configuración que permite el trabajo estructural más eficiente con las diagonales a tracción, y las montantes a compresión serán la presentada a continuación. Con las diagonales inclinadas al interior de la armadura en los paneles externos e invirtiendo la orientación en los paneles centrales debido al incremento de la altura, para que junto a los elementos conectados a la brida superior sigan manteniendo el mismo comportamiento con las montantes a compresión, que es lo que se busca en los elementos más cortos. Aparte la conexión de la brida superior con las diagonales le permitirá tener una longitud de pandeo menor a la brida, ya que esta funcionará a compresión.

Asimismo, en la claraboya, las cargas aplicadas son bajas, así que no será determinante a que a fuerza trabajen los elementos de esta. Además, la inclinación de las diagonales externas se debe al motivo de asegurar una correcta caída de agua con el fin de no dañar la estructura interna y evitar filtraciones. (El trabajo estructural se aprecia en la Figura 92).

La sección usada para este elemento será de dos ángulos conectados a una placa intermedia por medio de conectores de corte. Ya que este proporcionará la suficiente rigidez lateral para la luz cubierta.

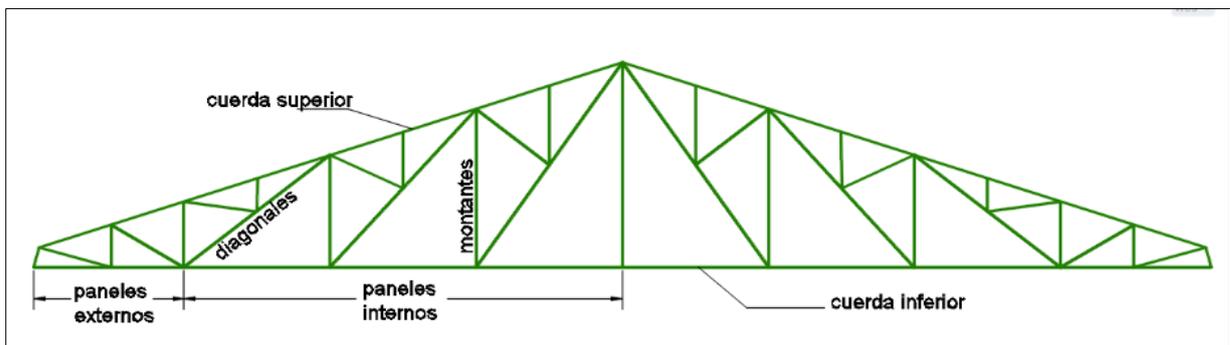


Figura 91. Geometría y partes del Tijeral TJ-1

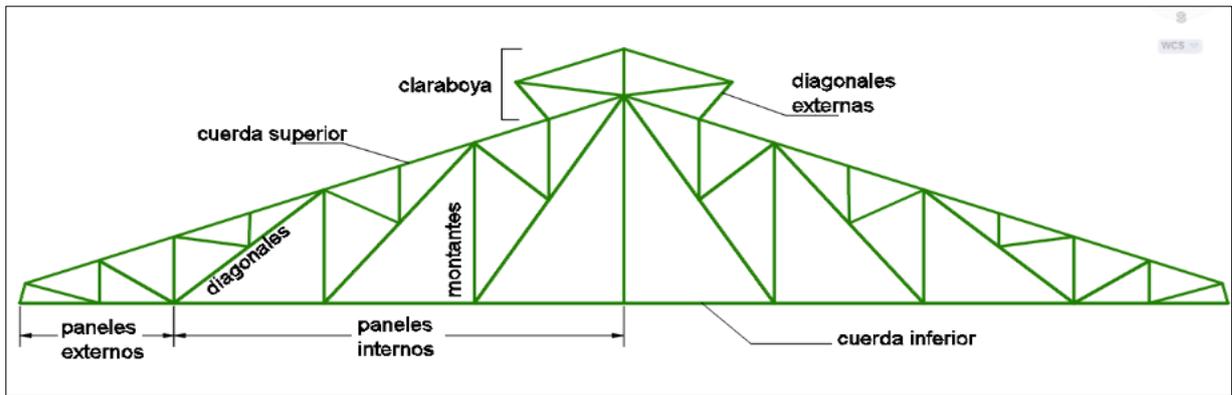


Figura 92. Geometría y partes del Tijeral TJ-2.

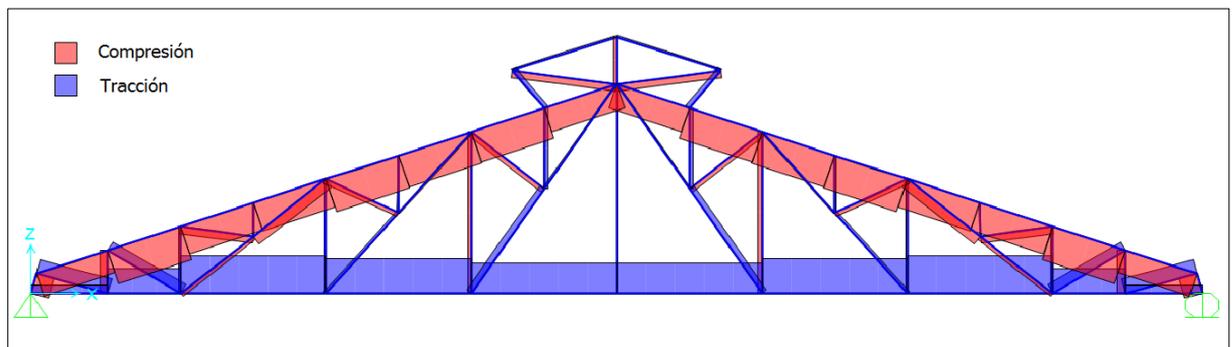


Figura 93. Trabajo estructural del Tijeral TJ-2.

Distancia entre paneles. La longitud de paneles (cuyos extremos sirven de apoyo para las viguetas) será relativamente corta de 1.28m se debe a la luz entre tijerales de 8m, que tienen que cubrir las viguetas, ya que por lo general se estila colocar armaduras a cada 6m con paneles de 1.50m. La longitud de 1.28m nos permitirá tener cargas menores en cada vigueta que se requiere para un control de deflexiones adecuado y evitar dimensiones grandes en los elementos de la vigueta, también se tuvo en cuenta las especificaciones técnicas de la cobertura metálica, que ofrece planchas metálicas que trabajan adecuadamente en estas luces y con gran capacidad de carga.

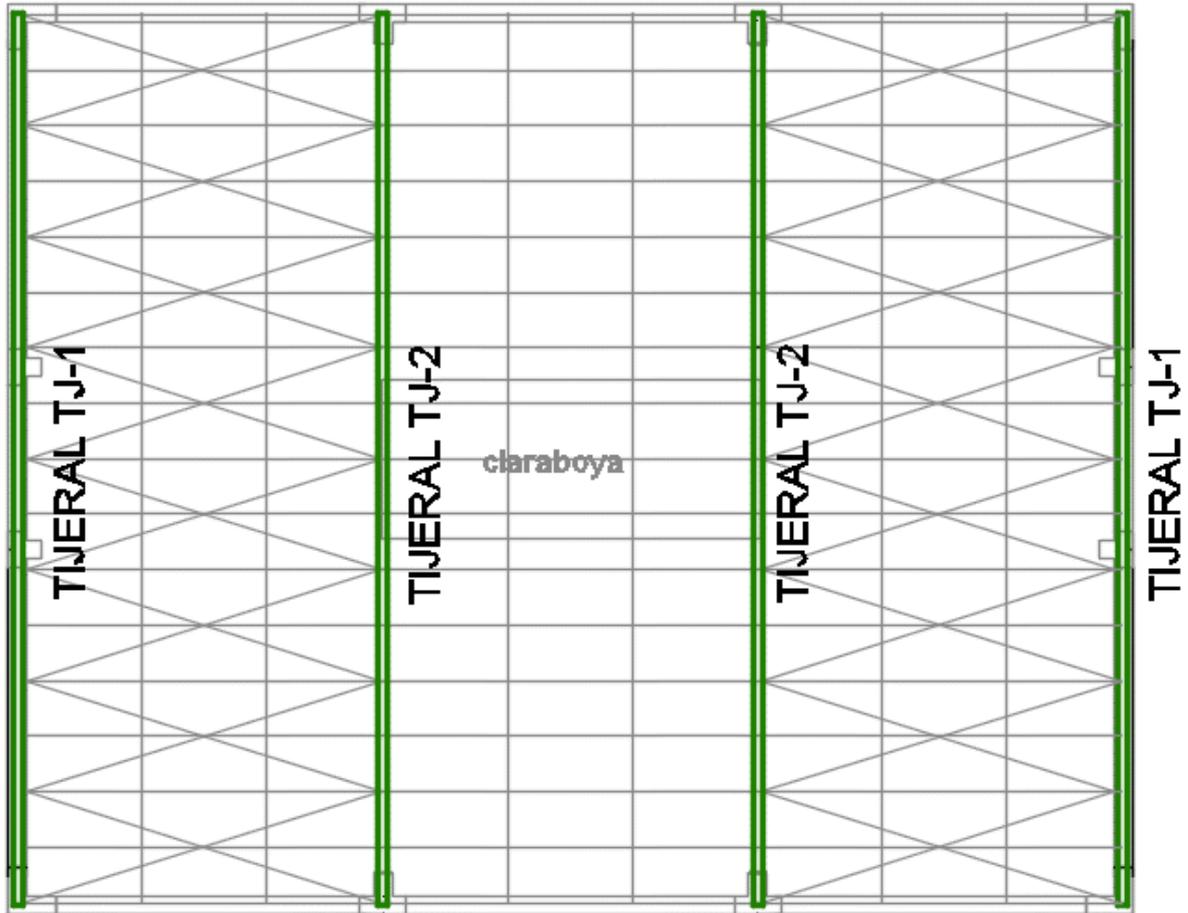


Figura 94. Ubicación tijerales-vista planta

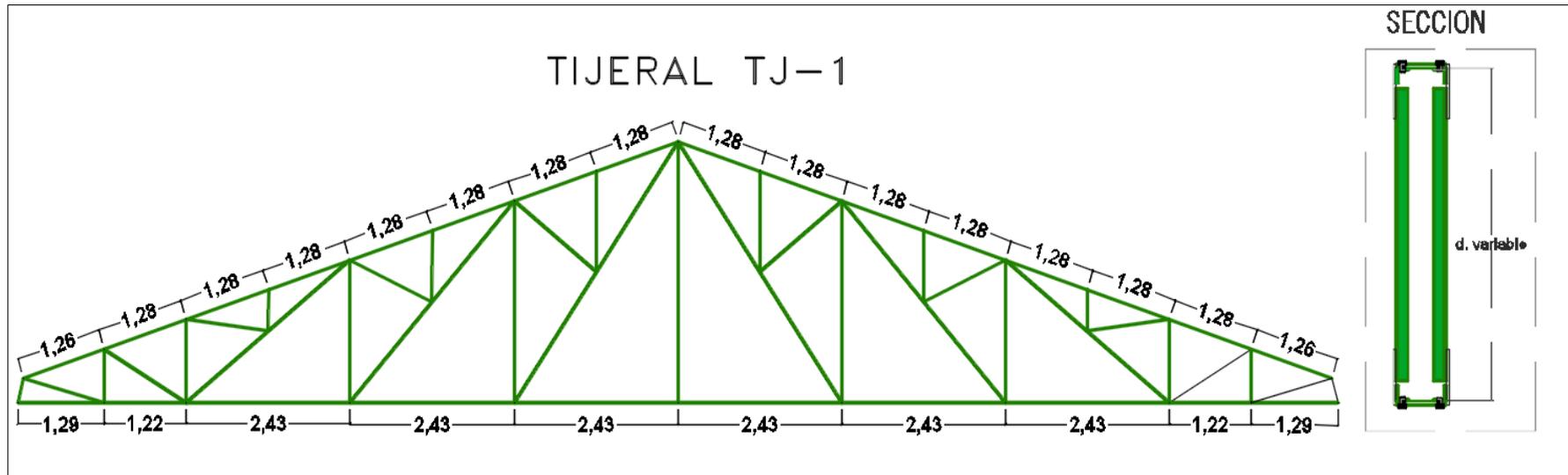


Figura 95. Dimensiones-tijeral TJ-1

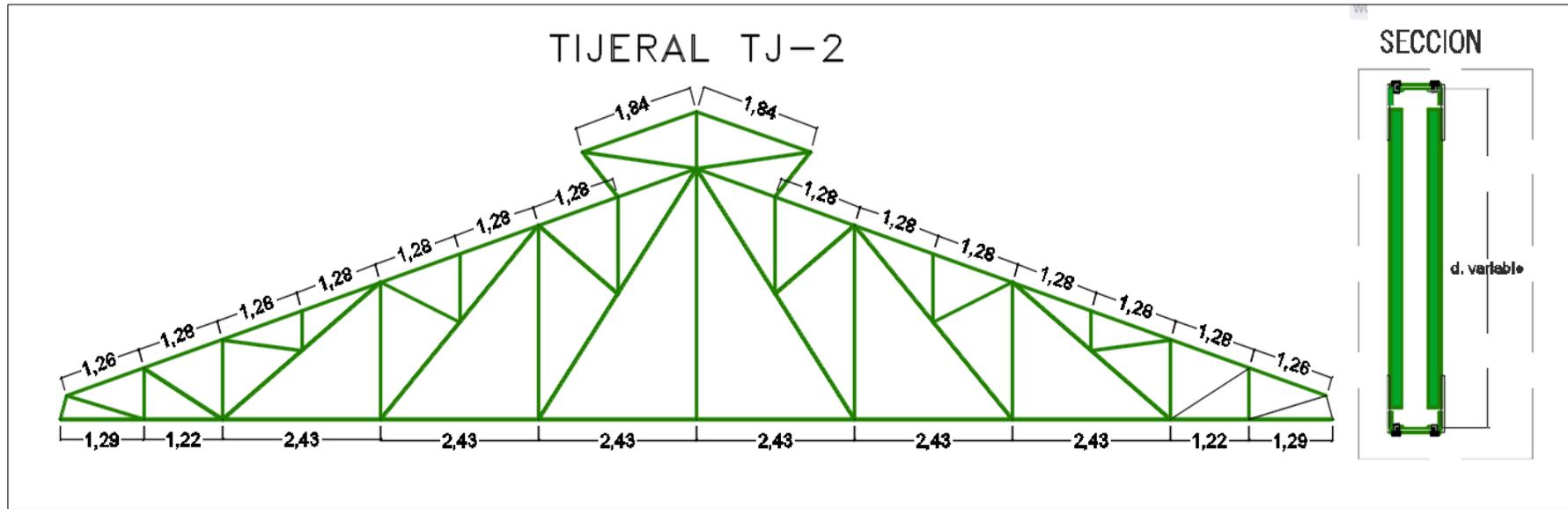


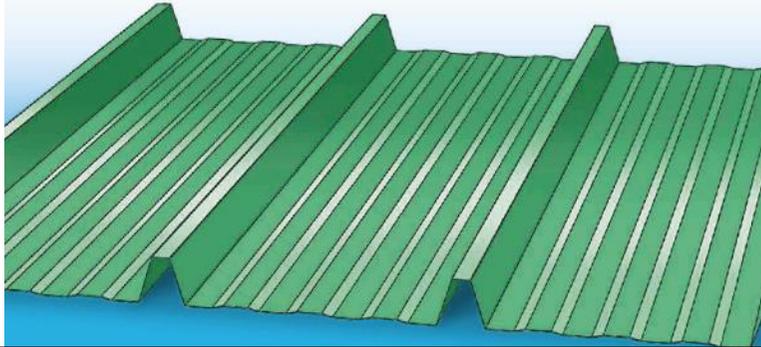
Figura 96. Dimensiones-tijeral TJ-2.

Datos técnicos de la cobertura

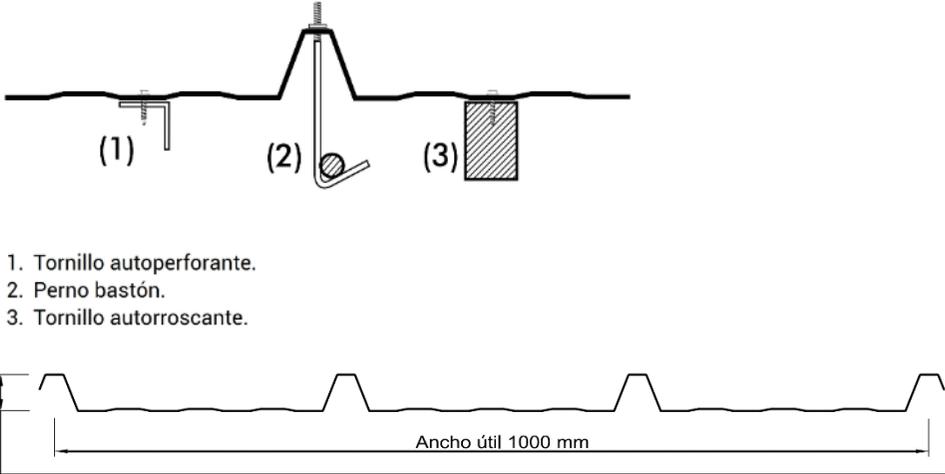
A continuación, se muestran los datos técnicos de la cobertura proporcionados por el fabricante relevantes para el diseño estructural.

CAPACIDADES DE CARGA (KG/M ²)												PESOS
Espesor (mm)	Condición de apoyo	DISTANCIA ENTRE APOYOS (m)										kg/m ²
		1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	
0.35 - 0.40	Simple Doble Tres o más	266	169	117	85	64	50	40	31	-	-	3.35
		266	169	117	85	64	50	40	32	-	-	
		334	212	146	107	81	63	51	41	34	-	
0.40	Simple Doble Tres o más	342	218	150	109	82	64	51	40	-	-	4.40
		342	218	150	109	82	64	51	42	34	-	
		429	273	188	137	104	81	65	53	44	37	
0.50	Simple Doble Tres o más	419	266	183	133	101	78	63	49	36	-	5.26
		419	266	183	133	101	78	63	51	42	35	
		525	334	230	168	127	99	80	65	54	45	

Deflexión máxima permisible: $a=L/120$ Sobrecarga mínima admisible: 30 kg/m²

DETALLE DE FIJACIÓN



1. Tornillo autoperforante.
2. Perno bastón.
3. Tornillo autorroscante.

45 mm

Ancho útil 1000 mm

Figura 97. Ficha técnica de la cobertura. Tomado de Calaminon. 2018. 20 de Febrero de 2019. www.calaminon.com

Vigueta. Las vigas de alma abierta tienen una alta relación resistencia peso en comparación con otros sistemas. Aunque para ciertos claros y cargas los perfiles C o Z sean menos costosos, la ventaja con las vigas de alma abierta es que permiten dimensionar capacidades específicas y además permite espacios para los ductos y trabajos eléctricos. Se usará una sola configuración de vigueta como vigueta típica en toda la armadura. (6), La sección que se usará para este elemento será doble ángulo espalda con espalda para las bridas inferior y superior y barras circulares para las diagonales soldadas a ambos lados y en ambos extremos.

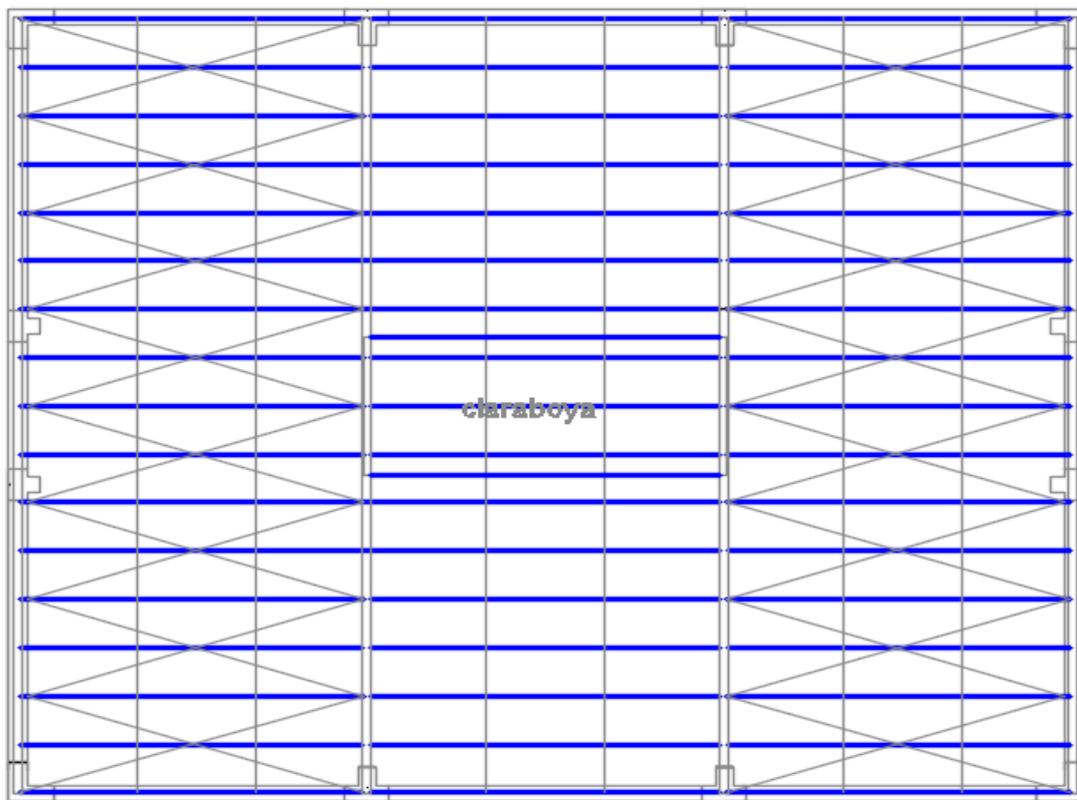


Figura 98. Ubicación viguetas-vista planta

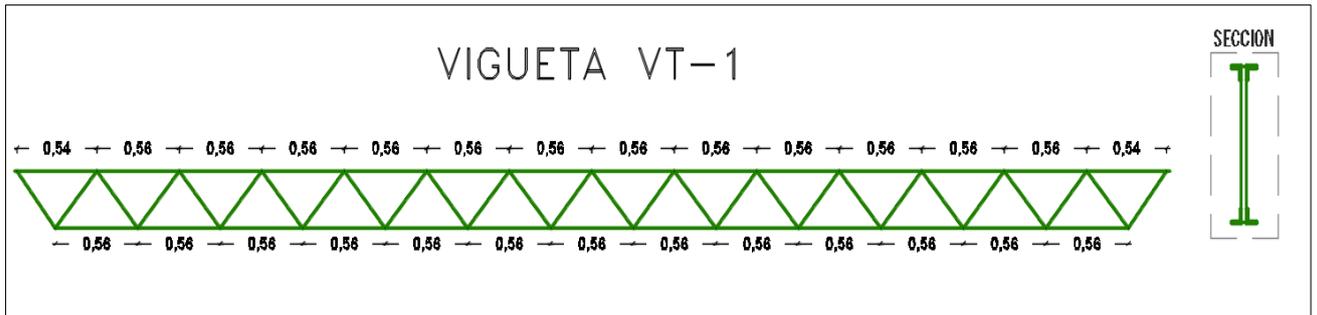


Figura 99. Dimensiones-vigueta típica VT-1.

Arriostres. Los arriostres se colocarán cada dos paneles de vigueta, para dar la estabilidad necesaria a la armadura, considerando que estas debido a su esbeltez solo trabajarán a tracción y estarán encargados de soportar la carga producida por el viento en toda la superficie frontal de la armadura. La sección que se usará para este elemento serán barras circulares.

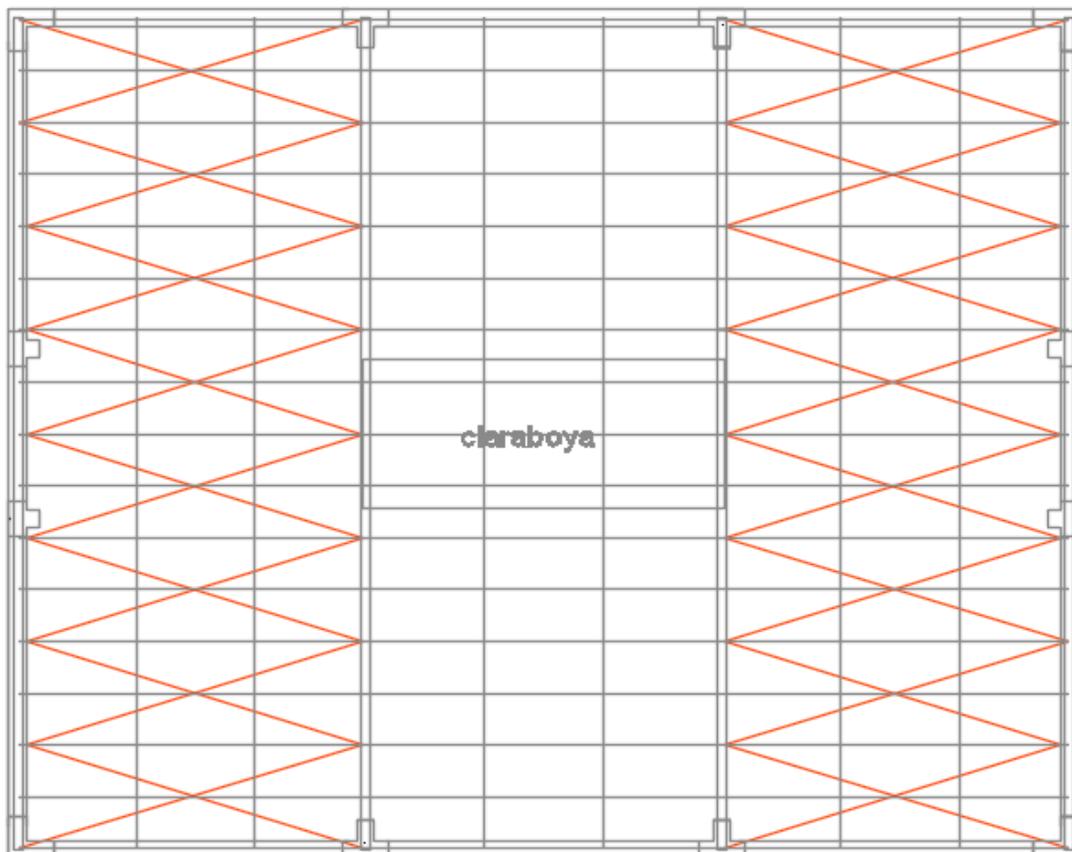


Figura 100. Ubicación arriostres diagonales-vista planta

Tensores. Los tensores en la vigueta se colocarán cada $L/3$, en forma Cruz de San Andrés en el plano vertical. Se tuvo en cuenta que con una pendiente de 18° en el techado, no se generaran fuerzas considerables en el plano inclinado de la cubierta, que son los que soportan estos tensores. La sección que se usará para este elemento serán barras circulares de $3/8''$ debido a bajas cargas demandantes.

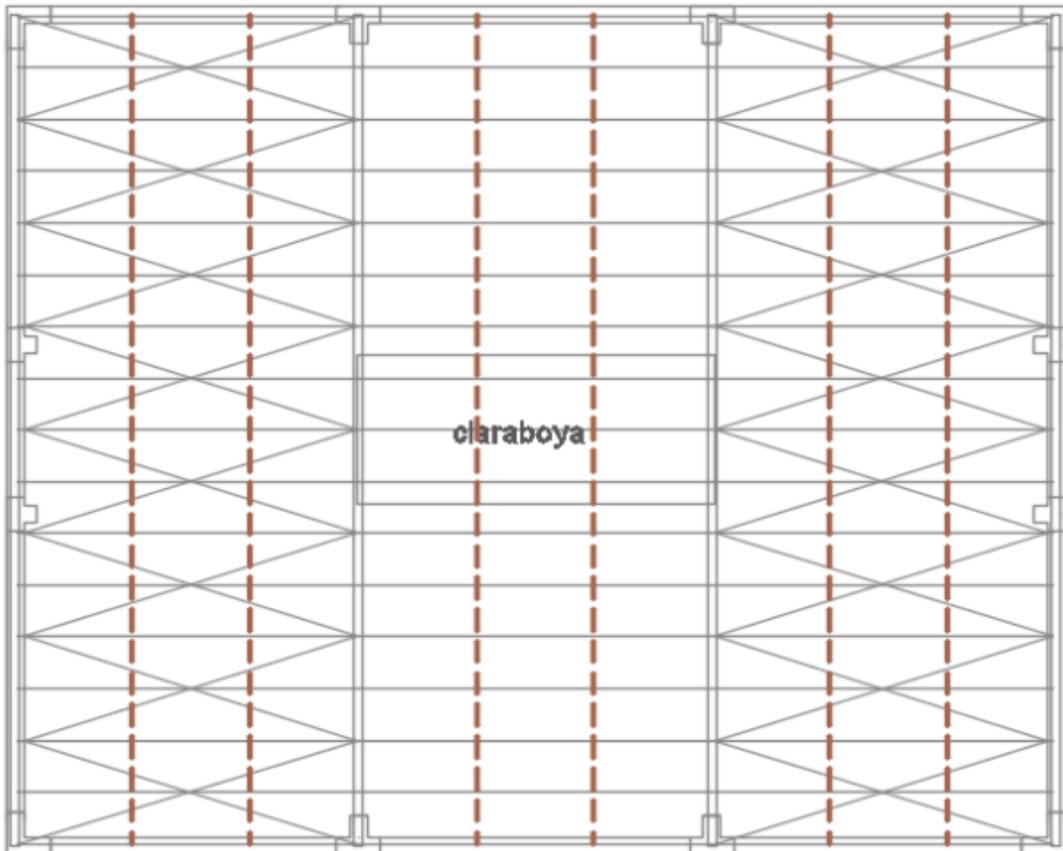


Figura 101. Ubicación tensores-vista planta

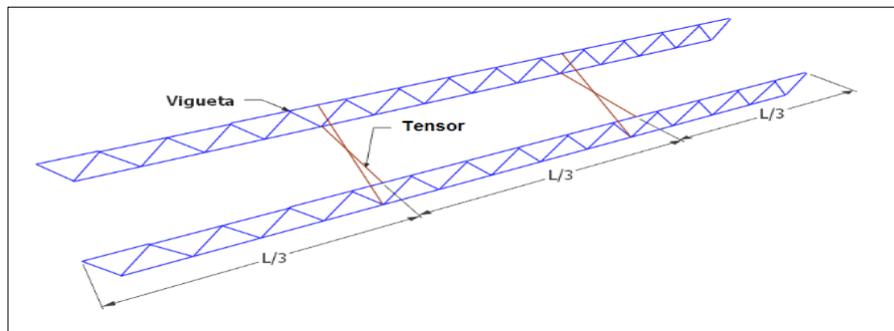


Figura 102. Ubicación de los tensores en la vigueta

3.2.3.2 Estructuración armadura reticulada con configuración de caída a cuatro aguas

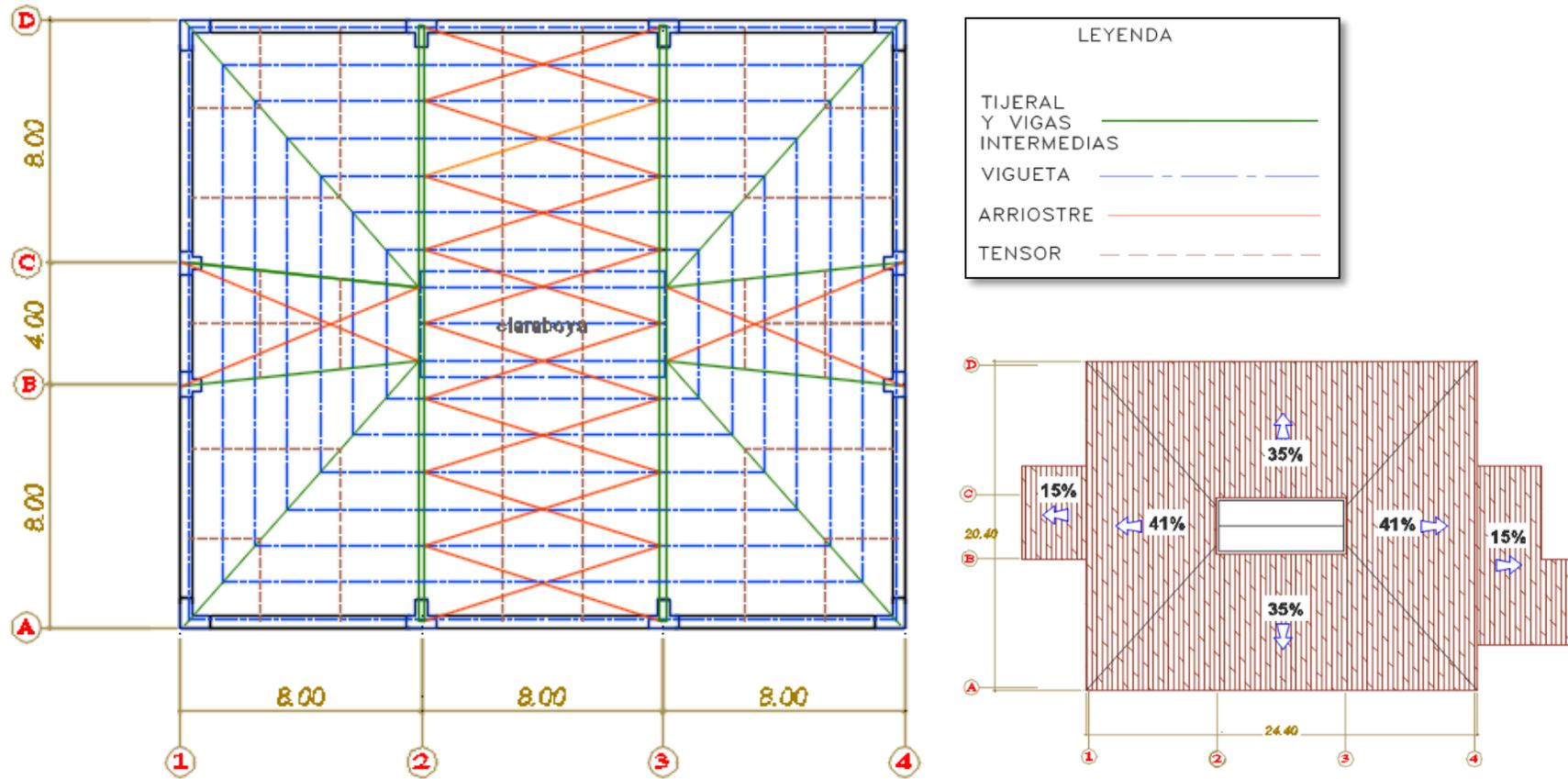


Figura 103. Planta arquitectura y estructuras-segunda alternativa caída a cuatro aguas

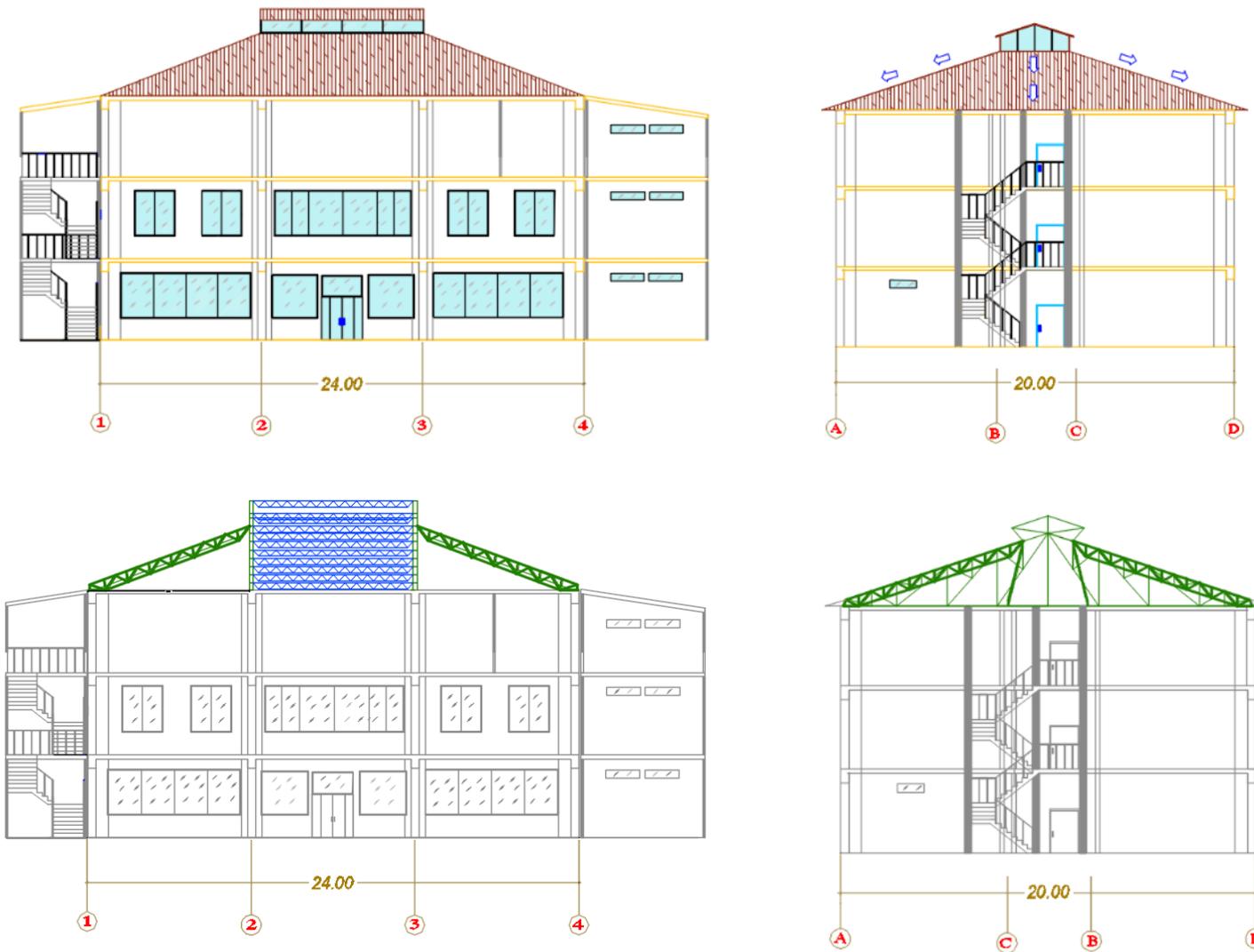


Figura 104. Elevación arquitectura y estructuras-segunda alternativa caída a cuatro aguas

Tijeral principal. Para los dos tijerales se usará la misma geometría del tijeral **TJ-2** que se usó para la configuración a dos aguas, siendo esta la configuración óptima para cargas verticales.

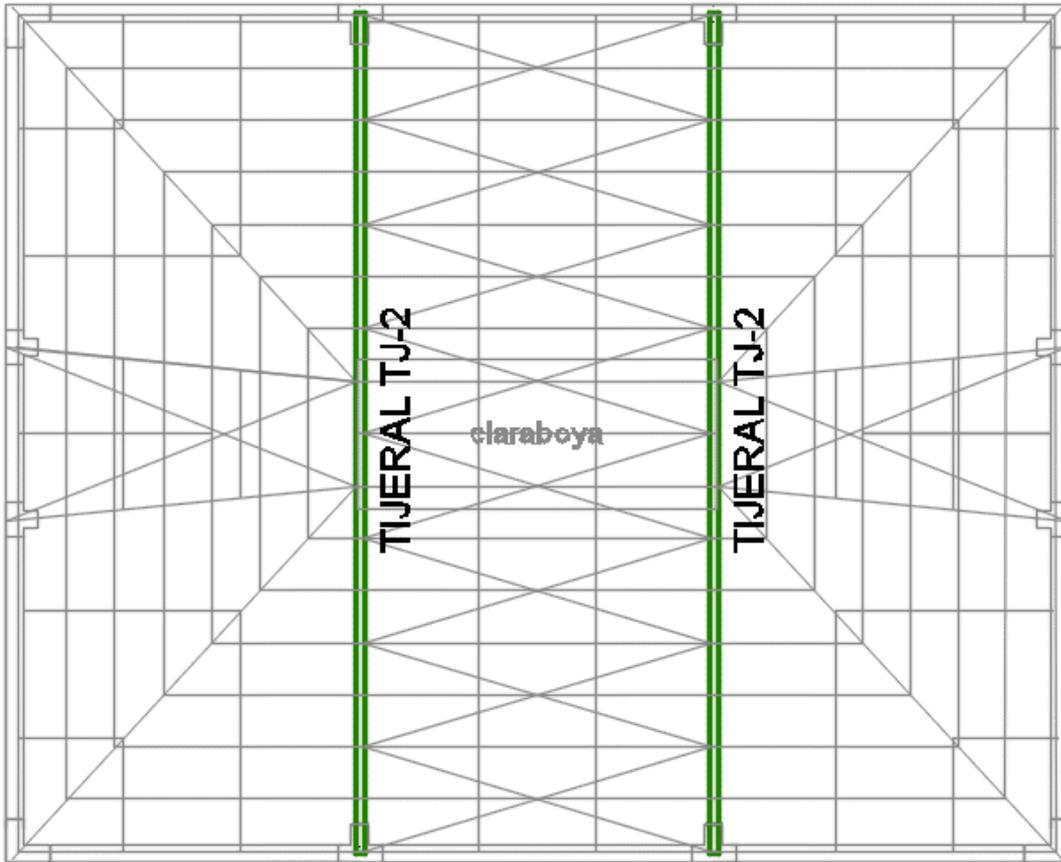


Figura 105. Ubicación tijerales-vista planta

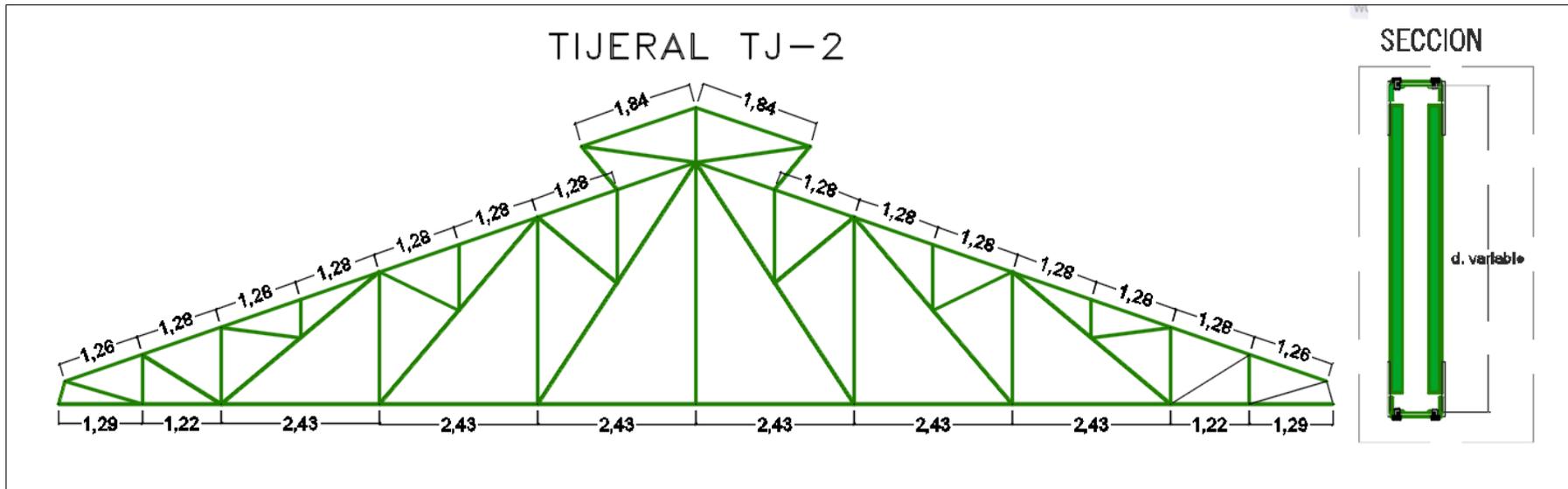


Figura 106. Dimensiones-tijeral TJ-2.

Vigas intermedias. Siendo una configuración a cuatro aguas es necesario un apoyo intermedio en el cambio de dirección de pendiente, así como vigas intermedias para el apoyo de las viguetas entre vanos ya que la luz libre entre vigas apoyadas en las esquinas llega a ser hasta de 20m, también se buscó que las viguetas apoyadas en las vigas puedan mantener una continuidad con respecto a las ubicadas en el tramo 2-3 para eso la medida de los paneles de la viga se dimensionaron de tal forma que las viguetas tengan un apoyo en la misma dirección, teniendo en cuenta todo lo anterior la configuración de las vigas intermedias será la siguiente.

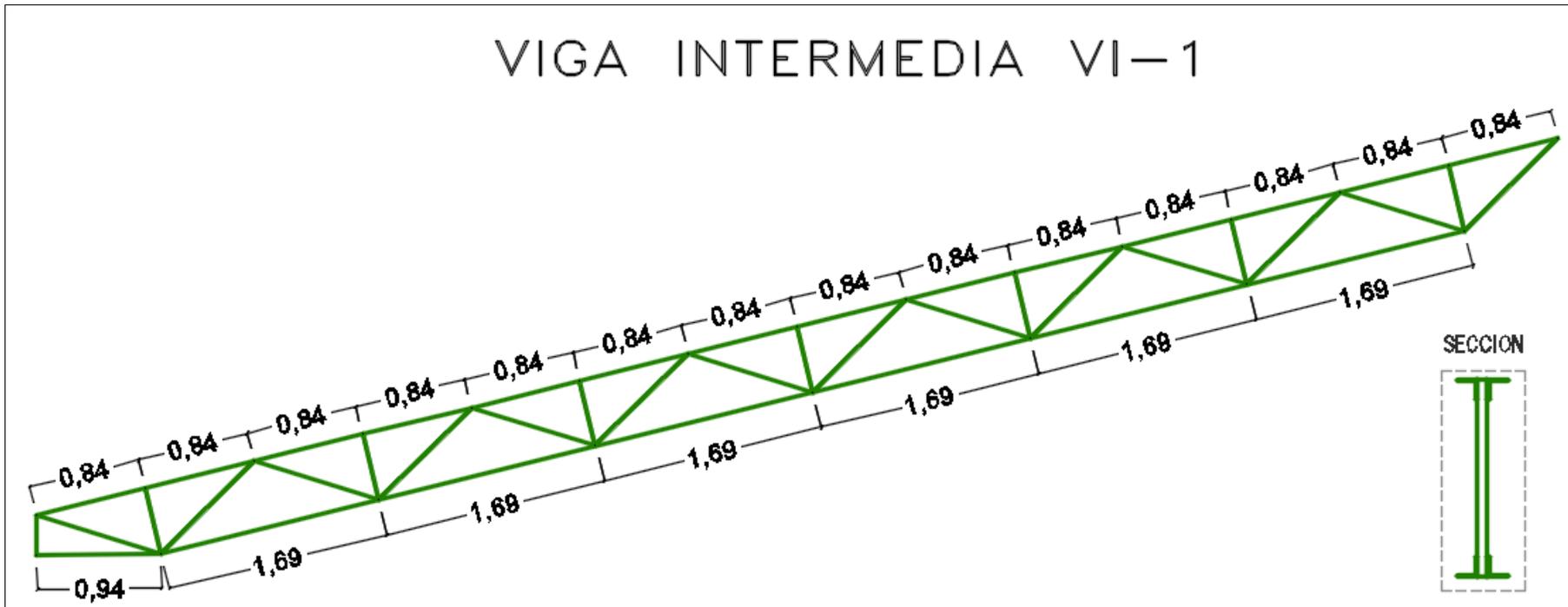


Figura 107. Viga principal VI-1

VIGA INTERMEDIA VI-2

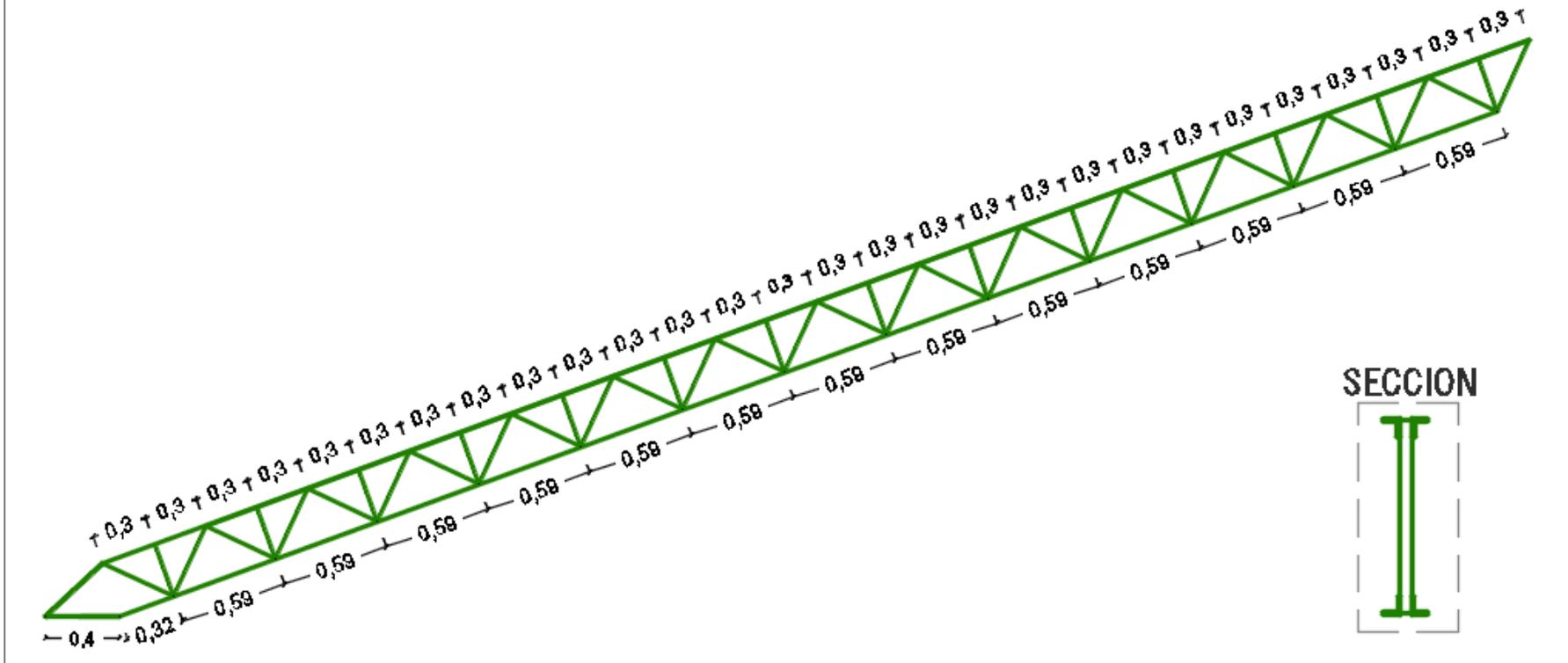


Figura 108. Viga intermedia VI-2

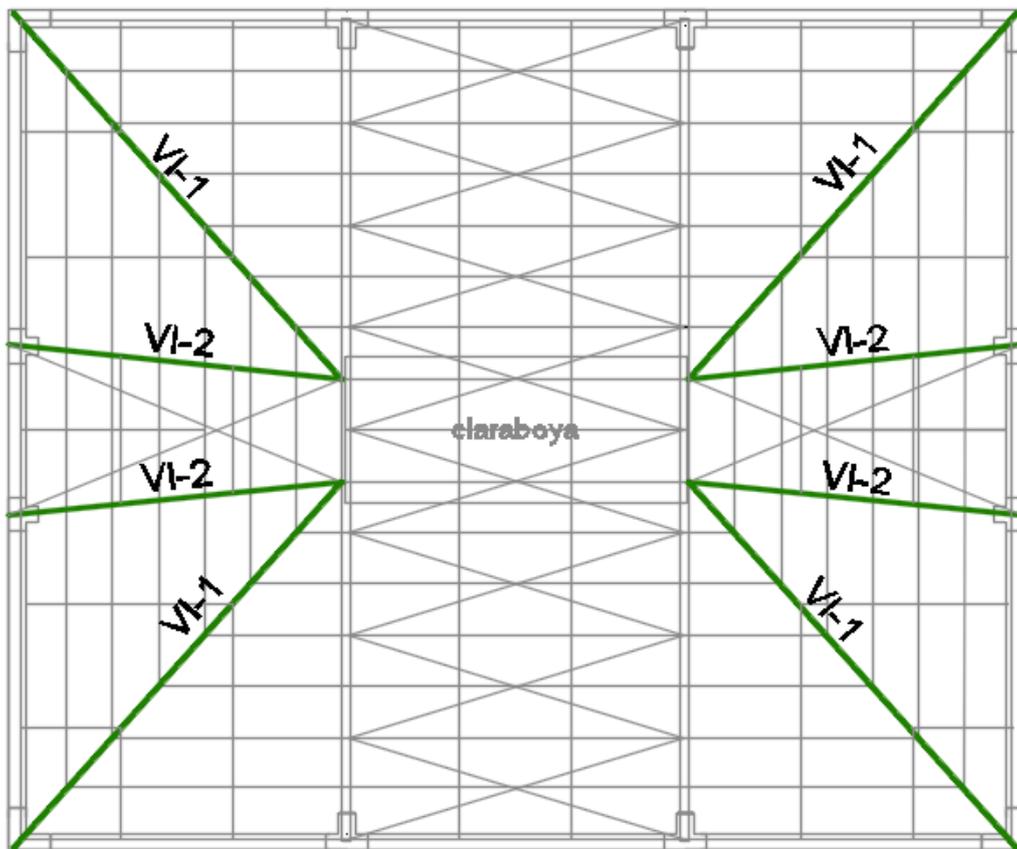


Figura 109. Ubicación vigas principales- vista planta.

Viguetas. Se optó por elegir vigas de alma abierta para todos los tramos, ya que se tienen luces variables la sección que se use en cada caso dependerá de la luz de la vigueta, para lo cual asignaremos las secciones que se usen en las viguetas de la siguiente manera según su luz. VT-1 para luces de 7.76 a 5.47m, VT-2 para luces de 4.44 a 3.11m y VT-3 para luces de 2.88 a 2.19m.

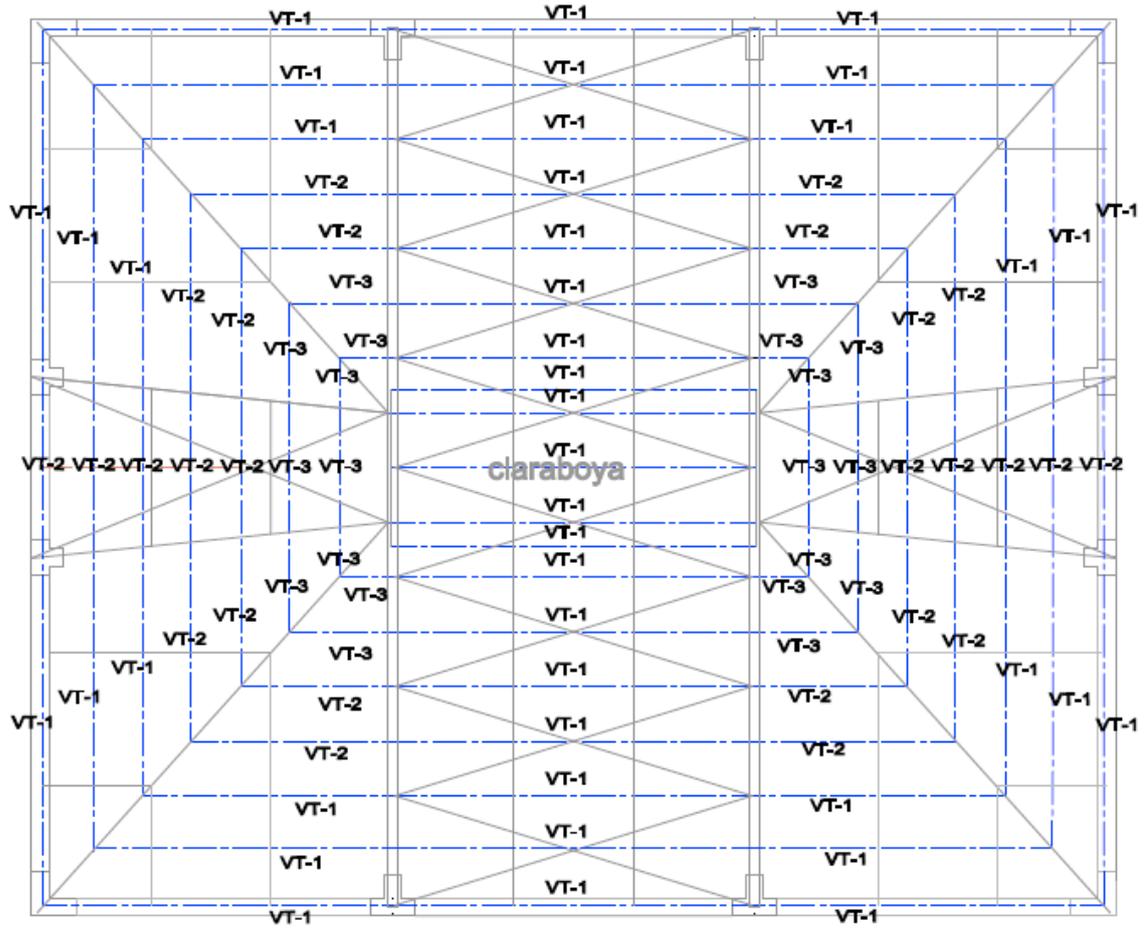


Figura 110. Ubicación y estructuración de viguetas-vista planta

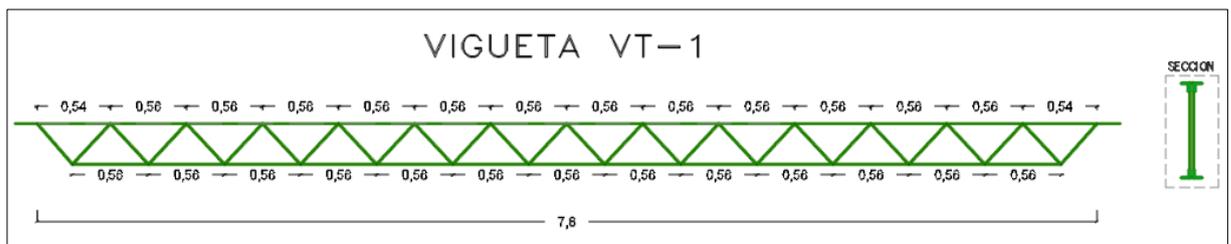


Figura 111. Dimensiones-Vigueta típica VT-1.

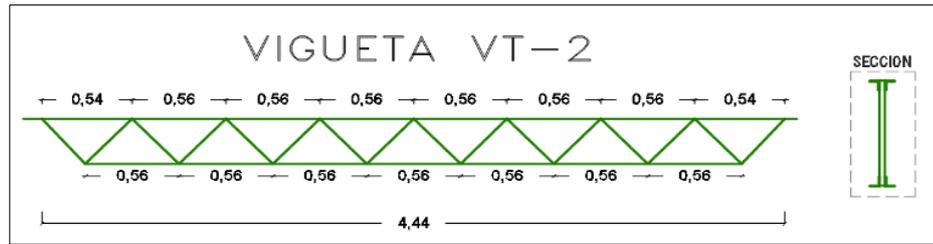


Figura 112. Dimensiones-vigueta típica VT-1.

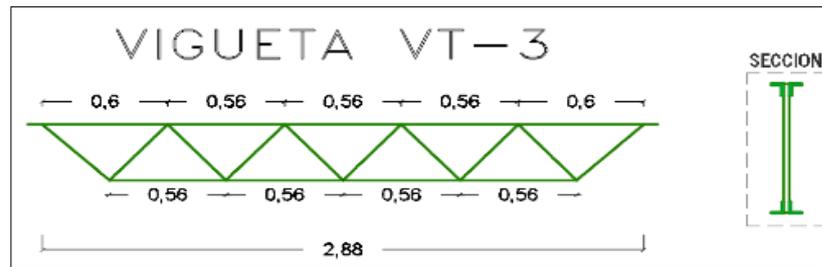


Figura 113. Dimensiones-vigueta típica VT-1.

Arriostres. En el tramo 2-3, los arriostres se colocarán cada dos paneles para dar la estabilidad necesaria a la armadura, pero en esta ocasión en el tramo central de la cubierta metálica. Ya que estas dos armaduras recibirán indirectamente las cargas de viento de ambos lados de la cubierta a través de las vigas intermedias.

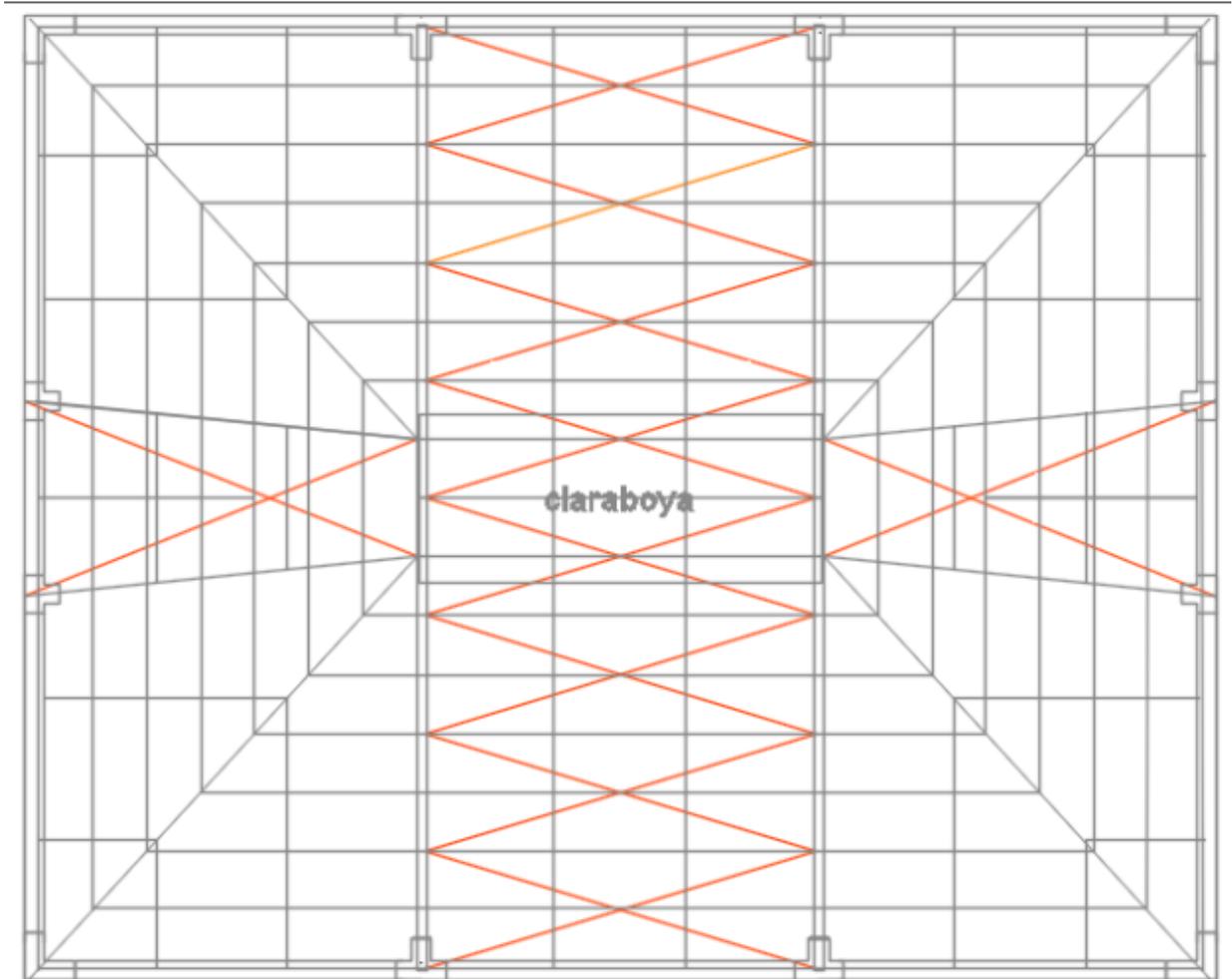


Figura 114. Ubicación arriostres diagonales-vista planta

Tensores. Los tensores en la vigueta se colocarán cada $L/3$ en el tramo central 2-3, también se colocarán proporcionalmente los tramos 1-2 y 3-4 que tengan viguetas con luces mayores a 3m, la sección de los tensores serán barras circulares de $3/8"$, debido a las bajas cargas demandantes.

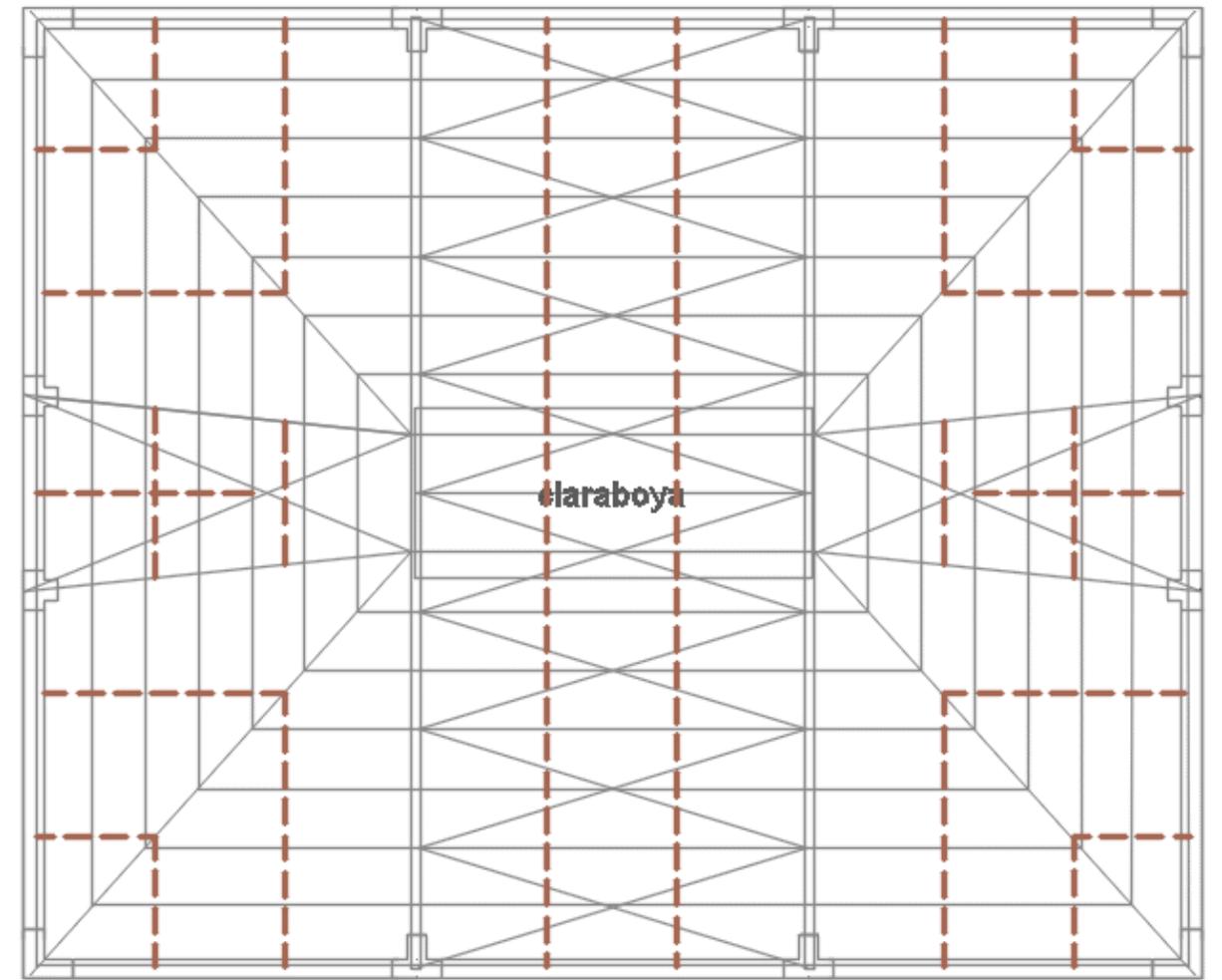


Figura 115. Ubicación tensores-vista planta

3.4. Predimensionamiento

El sistema estructural elegido para el esqueleto estructural, como se mencionó anteriormente es el de pórticos de concreto armado en X-X e Y-Y, que se predimensionaran como se muestra a continuación, mientras que para las losas compuestas de entrepiso se asignaron dimensiones según las fichas técnicas obtenidas de los fabricantes de cada sistema (Vigacero y acero Deck). Para las dos alternativas de techo metálico en el último nivel se usarán sistemas de armaduras reticuladas para los 20 metros de luz libre que se requiere cubrir en el techo del auditorio ubicado en el último nivel.

3.4.1. Predimensionamiento del esqueleto estructural

3.4.1.1. Predimensionamiento de columnas de concreto armado

El predimensionamiento de las columnas se puede llevar a cabo de la siguiente manera (38). El área de la columna requerida se hallará de la siguiente manera:

$$\text{Área de Columna} = (K * P) / (n * f'c)$$

Donde:

P: Peso según el área tributaria y número de pisos

**Como la estructura es de uso oficinas, es una edificación común y se utilizará el peso de servicio aproximado a 1TN por m².*

F'c: Resistencia a compresión del concreto

Y definiéndose las variables **K** y **n** según la siguiente tabla:

Tabla 15

Valores para el predimensionamiento de una columna

TIPO DE COLUMNA	K	n
Columna interior primeros pisos	1.1	0.3
Columna interior 4 últimos pisos	1.1	0.25
Columnas extremas de pórticos interiores	1.25	0.25
Columnas de esquina	1.5	0.2

Nota: Tomado de "Diseño en Concreto Armado", por R. Morales. Lima, ICG, 2006.

Columna interna. La Columna Interna que tiene un área tributaria de 56.66m² y requerirá la siguiente área en su sección.

Tabla 16

Valores para el predimensionamiento de la columna interna.

P	169980 kg
F'c	210 kg/cm ²
K	1.1
N	0.3
Área requerida	2967.90m²

Columna esquinera. La Columna Esquinera que tiene un área tributaria de 13.33m² y requerirá la siguiente área en su sección.

Tabla 17

Valores para el predimensionamiento de la columna esquinera.

P	39990 kg
F'c	210 kg/cm ²
K	1.5
N	0.2
Área requerida	1428.21 cm²

Columna extrema. La columna extrema que tiene un área tributaria de 56.66m² y requerirá la siguiente área en su sección.

Tabla 18

Valores para el predimensionamiento de la columna extrema.

P	79980 kg
F'c	210 kg/cm ²
K	1.25
N	0.25
Área requerida	1904.29 cm²

Las áreas requeridas son predimensionadas principalmente para fuerzas en compresión, esas áreas se usarán de forma referencial como área mínima requerida, ya que con el fin de darle rigidez lateral y resistencia en ambas direcciones las secciones iniciales se aumentarán iterativamente hasta cumplir con los requisitos de desplazamientos máximos laterales por sismo.

3.4.1.2. Predimensionamiento de vigas de concreto armado

Según la recomendación de las vigas en pórticos se pueden predimensionar de la siguiente manera (39).

$$\text{Peralte}(h) = L_n / 10 \text{ a } L_n / 12$$

L_n: Luz Libre

$$\text{Base}(b) = h/3 \text{ a } 3h/4$$

Vigas Principales. Con una Luz libre de 7.1 m. El peralte (h) podrá ser tomado entre los siguientes valores:

$$L_n/10 = 0.71\text{m y } L_n/12=0.59\text{m}$$

Seleccionando 0.70 m

La base (b) podrá ser tomada de los siguientes valores:

$$h/3 = 0.22\text{m y } 3h/4 = 0.49\text{m}$$

Seleccionando 0.40 m

*** Sección de VP 0.40x0.70m**

Vigas secundarias. Si bien es cierto las vigas secundarias no soportarán la misma carga de servicio que las vigas principales, teniendo luces considerables e intentando darle la misma rigidez lateral en ambas direcciones, se dimensionarán de la misma manera. Con la opción de reducirla si el control por desplazamientos lo permite.

Con una luz libre de 7.1 m,

El peralte (h) podrá ser tomado entre los siguientes valores:

$$L_n/10 = 0.71\text{m y } L_n/12 = 0.59\text{m}$$

Seleccionando 0.70 m

La base (b) podrá ser tomada de los siguientes valores:

$$h/3 = 0.22\text{m y } 3h/4 = 0.49\text{m}$$

Seleccionando 0.40 m

*** Sección de VS 0.40x0.70m**

3.4.2. Predimensionamiento de losas compuestas de entrepiso

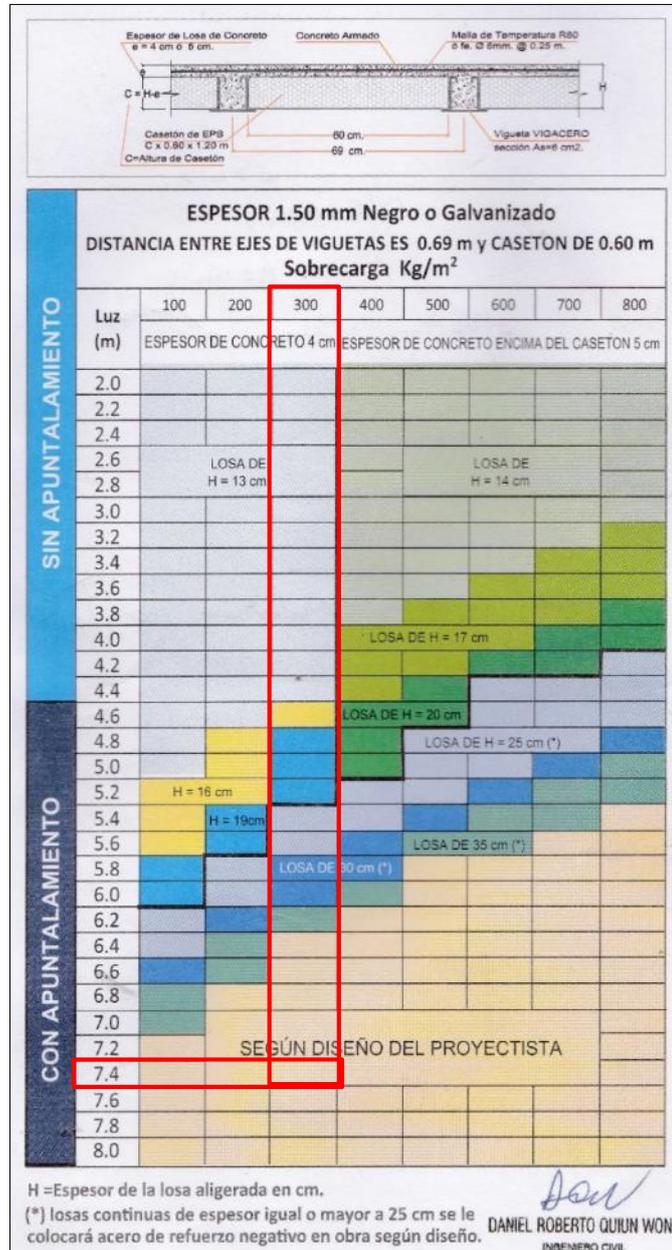
3.4.2.1. Predimensionamiento de losas compuestas con viguetas metálicas Vigacero

La ficha técnica del sistema Vigacero presenta tablas para predimensionar la losa, arrojándonos datos como la separación de los perfiles metálicos (viguetas), altura total de losa de concreto y si la losa necesitara refuerzo negativo (requerido en losas mayores a 25cm).

La luz libre de viga a viga es de 7.4m, teniendo este dato y con sobrecargas de 200kg/m² para oficinas y 300kg/m² para el auditorio con asientos fijos como sobrecarga crítica, procedemos a evaluar nuestros datos en las tablas que se muestran a continuación.

Tabla 19

Carga última para diseño de viguetas espaciadas cada 69 cm.



Nota: Adaptado de "Ficha técnica para diseño con vigacero", por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

Según la tabla de predimensionamiento para la sobrecarga de 300kg/m² y una luz de 7.4m, el diseño y las dimensiones serán dados por el ingeniero proyectista

después de hacer una evaluación de cargas. Entonces, a pesar de no contar con dimensiones preestablecidas para una luz 7.4m en la tabla anterior, también encontramos en la ficha técnica Vigacero una tabla de dimensiones recomendadas que si incluyen una luz de 7.4m, que serán las cuales usaremos como dimensiones iniciales.

Tabla 2

Dimensiones de losa definidas según su luz.

Luces (m)	0 - 4.0	4.0 - 5.0	5.0 - 6.50	6.50 - 7.5	7.50 - 8.50
Altura de losa	17 @ 84 cm	20 @ 84 cm	25 @ 79 cm	30 @ 69 cm	35 @ 69 cm

Nota: Adaptado de “Ficha técnica para diseño con vigacero”, por Vigacero, Lima, Vigacero, 2014.

*Sección de losa h=30cm con viguetas espaciadas cada 69 cm

H=30cm @ 69cm

3.4.2.2. Predimensionamiento de losas compuestas con placa colaborante acero Deck

Para la estructuración del sistema de entrepiso de placa colaborante se usarán apoyos de vigas intermedias a base de perfiles de acero W, debido a la luz libre de 7.4m que no puede ser cubierta por este sistema en un solo paño.

Viga intermedia de acero. Esta viga estará simplemente apoyada sobre las vigas de concreto armado y para este caso (14) tomaremos la división de la Luz libre entre 40 como peralte.

$$L_n/40 = 7.4m/40 = 0.185m (7.28in)$$

Tabla 21

Dimensiones del perfil W 8x48

*VI - Perfil W 8x48	
Ag (área total)	90.97 cm (14.1in²)
H (peralte)	21.59 cm (8.5in)
Bf (ancho de ala)	20.60 cm (8.11in)

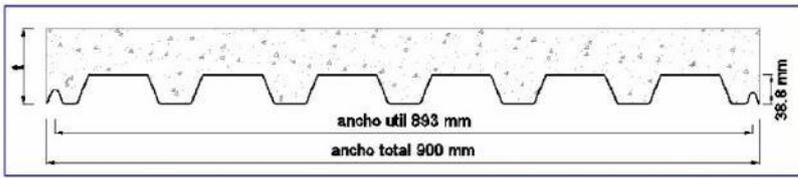
Nota: Tomado de “Steel construction Manual 14th Edition”, por American Institute Steel of Construction AISC. Illinois, AISC, 2011.

Por lo tanto, se colocará de apoyo una viga metálica a cada $L/3$ para tener luces libres de 2.50m que es una luz compatible con las consideradas en el manual de aceros Deck y además de uso frecuente en diseños con este sistema.

Placa colaborante. Escogeremos la placa colaborante AD-900 ya que es la de menor espesor que nos ofrece el fabricante y según la tabla de predimensionamiento satisface las condiciones que se requieren.

Tabla 22

Dimensiones de losa definidas según su luz y sobrecarga admisible



SOBRECARGAS ADMISIBLES (KG/M²) CON CONCRETO F'c = 210 KG/CM².

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)					
		9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
22	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,552	1,837	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,126	1,339	1,553	1,766	1,979	2,000
	2.25	834	998	1,163	1,327	1,491	1,655
	2.50	625	755	884	1,013	1,142	1,271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	771	771
	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470
20	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,866	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,366	1,626	1,886	2,000	2,000	2,000
	2.25	1,024	1,225	1,426	1,627	1,828	2,000
	2.50	779	938	1,097	1,256	1,415	1,574
	2.75	597	725	853	981	1,109	1,237
	3.00	459	564	668	772	877	981
	3.25	352	438	524	610	696	782
	3.50	267	334	397	461	527	595
	3.75	176	222	270	320	371	425

Nota: los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro de la luz libre.

Nota: Tomado de "Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso", por Acero Deck. Lima, 2009.

Se procede a seleccionar el calibre gage 22 según la luz libre y la sobrecarga crítica que tenemos **300 kg/m²**.

*Placa AD-900 calibre 22, t = 9cm

3.4.3. Predimensionamiento de los techados con armaduras reticuladas de acero

En el caso del sistema de armaduras reticuladas se manejarán rangos de predimensionamiento para los apoyos principales y secundarios, que dan un peralte en función de la luz libre que cubrirán, las dimensiones deberán adaptarse y seleccionarse según los requerimientos arquitectónicos ya establecidos en los planos.

3.4.3.1. Predimensionamiento de la armadura reticulada con caída a dos aguas

Armadura principal. En las armaduras, es necesario revisar la relación altura-luz, cuyo rango recomendable es de 1/10 a 1/5, con el fin de controlar las deflexiones (6).

Para una luz libre = 20 m

$$\text{Peralte}(h) = Ln / 10 \text{ a } Ln / 5$$

Los valores para el peralte podrán ser tomados entre:

$$20/10 = 2m \text{ y } 20/5 = 4m$$

Se verifica que el peralte de la armadura planteada de **3.5 m**, está dentro del rango recomendado.

Viguetas. En las vigas de alma abierta se recomienda la relación altura-luz de 1/24 (6).

Para una luz libre = 8 m

$$\text{Peralte}(h) = Ln/24$$

El valor recomendado para el peralte será:

$$8/24 = 0.33 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Vigueta de alma abierta h=30cm

3.4.3.2. Predimensionamiento de la armadura reticulada con caída a cuatro aguas

Armadura principal. Para una luz libre = 20 m

$$Peralte(h) = Ln / 10 \text{ a } Ln / 5$$

Los valores para el peralte podrán ser tomados entre:

$$20/10 = 2 \text{ m y } 20/5 = 4 \text{ m}$$

Se verifica que el peralte de la armadura planteada de **3.5 m**, está dentro del rango recomendado.

Vigas intermedias.

Viga VI-1.

Para una luz libre = 11.83 m

$$Peralte(h) = Ln/24$$

El valor recomendado para el peralte será:

$$11.83/24 = 0.49 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

Viga VP-1 h=50cm

Viga VI-2

Para una luz libre = 8.27 m

$$Peralte(h) = Ln/24$$

El valor recomendado para el peralte será:

$$8.27/24 = 0.34 \text{ m} \approx 0.30\text{m}$$

Viga VI-1 h=30cm

Viguetas

Para una luz libre = 8 m

$$\text{Peralte}(h) = Ln/24$$

El valor recomendado para el peralte será:

$$8/24 = 0.33 \text{ m} \approx 0.30\text{m}$$

Vigueta de alma abierta h=30cm

3.4.4. Verificación de la rigidez del esqueleto estructural por análisis sísmico (Derivas)

Como toda estructura, el esqueleto debe tener una rigidez adecuada para brindar la seguridad resistente necesaria y buen desempeño ante fuerzas sísmicas, que por encontrarnos en zona sísmica es de vital importancia. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros), de lo anterior, el control más crítico en estructuras de concreto armado ante fuerzas sísmicas, son los desplazamientos laterales (derivas). Siendo una estructura con grandes luces y columnas con gran área tributaria, se debe tener especial atención en este punto (40).

Ya que el objetivo de esta tesis es el diseño de las estructuras de entrepiso y techado y estas tendrán que concebirse en una estructura de soporte ideal. Se realizará este control para comprobar que las dimensiones asignadas al esqueleto estructural sean las correctas. No se realizará el diseño estructural de los elementos verticales (columnas), por no ser estrictamente necesarios para el diseño ni estructuración de los entrepisos y techados.

La verificación de desplazamientos se hará mediante un análisis sísmico dinámico, a nivel de predimensionamiento y de manera iterativa. Para realizar la verificación son necesarios los parámetros de sitio y procedimientos indicados en la Norma E.030 Diseño Sismoresistente (36).

- **Factor de zona.** Zona 3 (El Tambo, Huancayo) **Z=0.35**
- **Facto de suelo.** Suelo S2 (grava arenosa) **S= 1.15**
- **Factor de uso.** Edificaciones comunes (oficinas) **U=1**
- **Coficiente básico de reducción sísmica en X: R= 7.2**

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 8 \cdot 0.9 \cdot 1 = 7.2$$

Sistema de pórticos de concreto armado $R_o = 8$

Irregularidad en altura. Existe irregularidad de masa $I_a = 0.9$

Peso del segundo nivel: 529.82 t

Peso del tercer nivel: 105.63 t

Proporción de pesos = 5.01 > 1.5, Por lo tanto, existe irregularidad de masa en altura

Irregularidad en planta. No existe irregularidades $I_p = 1$

- **Coficiente básico de reducción sísmica en Y. R= 7.2**

- $R = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 8 \cdot 0.9 \cdot 1 = 7.2$

Sistema de pórticos de concreto armado $R_o = 8$

Irregularidad en altura: existe irregularidad de masa $I_a = 0.9$

Irregularidad en planta: no existe irregularidades $I_p = 1$

- **Coficiente de amplificación sísmica en X. $C_x = 2.5$**

Periodo de la edificación $T = 0.36$ seg

Para S2: $T_p = 0.6$ y $T_I = 2 \implies T_p > T \implies C_x = 2.5$

- **Coficiente de amplificación sísmica en Y. $C_y = 2.5$**

Periodo de la edificación $T = 0.36$ seg

Para S2: $T_p = 0.6$ y $T_I = 2 \implies T_p > T \implies C_x = 2.5$

- **Peso sísmico efectivo de la edificación.** Para la categoría C (oficinas), la norma indica que el peso sísmico se calculará de la siguiente manera.

$$P = 100\%CM + 25\%CV$$

- **Peso sísmico del techo.** Para azoteas y techos también se tendrá en cuenta el 25% de la carga viva, por lo tanto, se usará la fórmula anterior para la estimación del peso sísmico de la edificación en su totalidad.

Para la estimación del peso sísmico se usará el programa ETABS 2016 Ultimate 16.2.1

- **Construcción del espectro respuesta**

De los límites para el coeficiente de amplificación sísmica establecidos por la norma E030 y la fórmula de aceleración espectral se obtendrán las siguientes gráficas

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

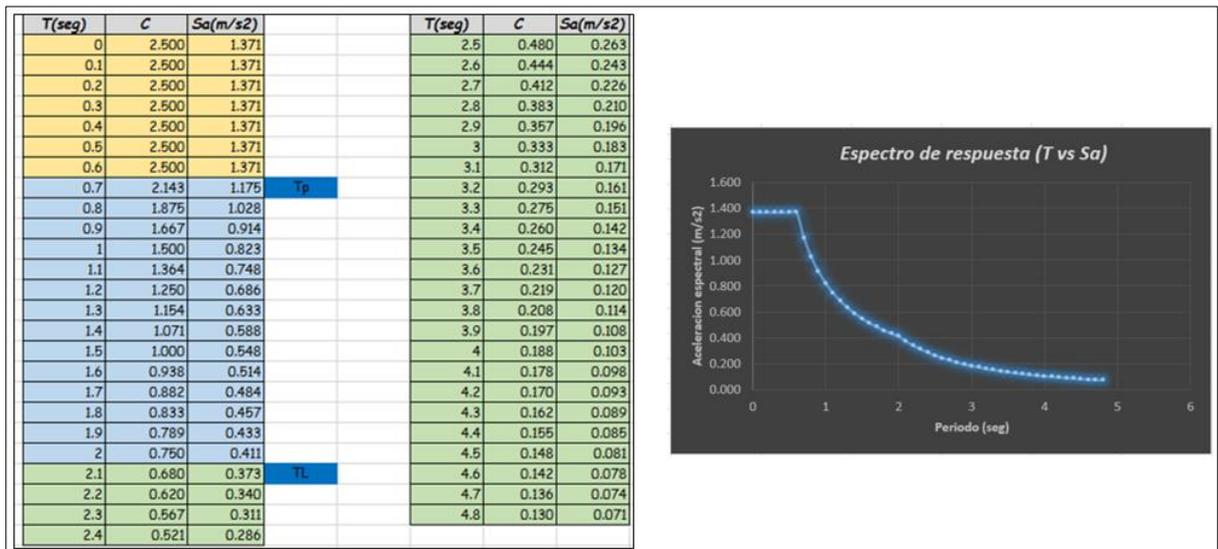


Figura 116. Espectro de respuesta según la E030-2016.

- **Modelado estructural-Programa ETABS 2016.** Después de asignar las dimensiones iniciales y las cargas por gravedad y viento, para realizar el análisis sísmico dinámico y chequear las deflexiones laterales, se seguirán los pasos detallados a continuación: a) asignar el peso sísmico, b) introducir el espectro sísmico, c) asignar la condición de diafragma rígido a las losas, d) obtener las derivas y desplazamientos de cada nivel.

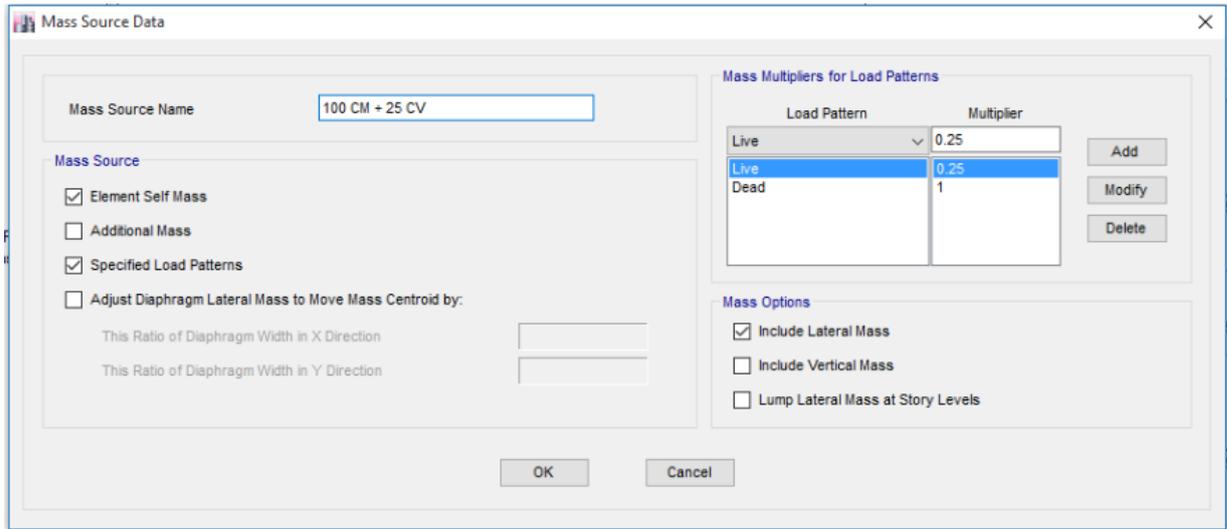


Figura 117. Asignación de porcentajes a cada tipo de carga para obtener el peso sísmico.

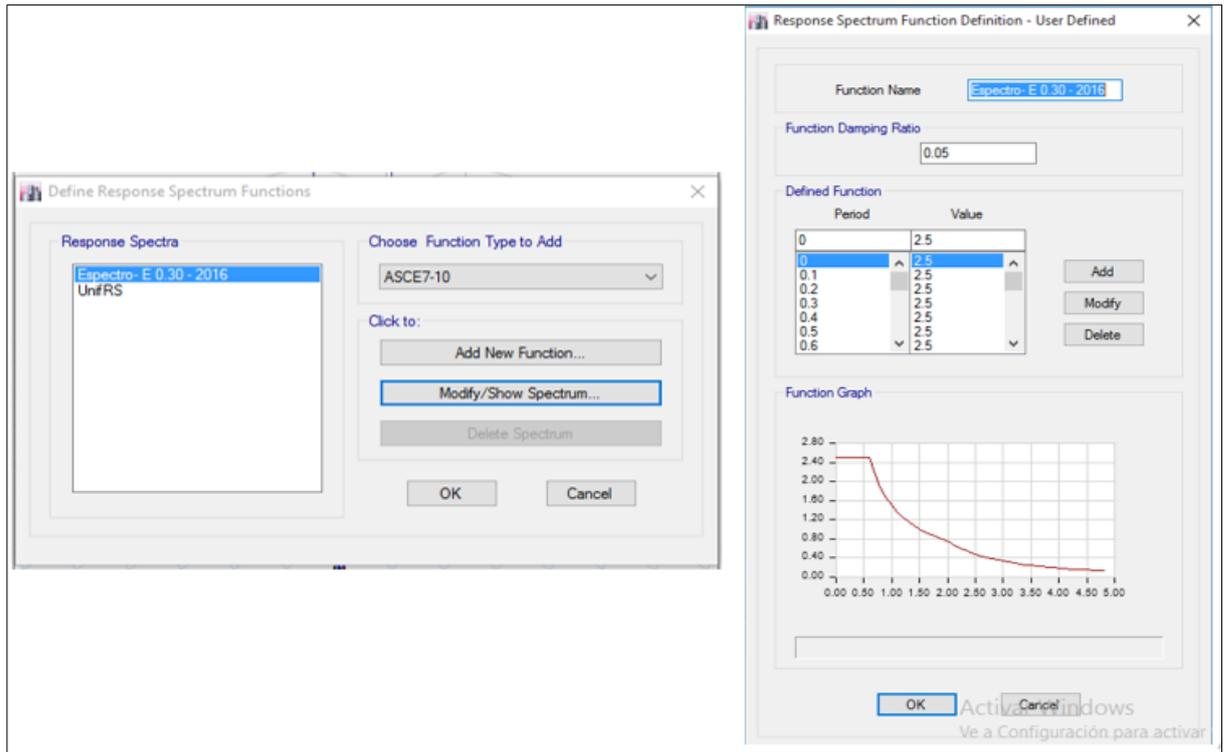


Figura 118. Introducción de espectro de respuesta según la E030-2016 (cabe mencionar que ambos sistemas funcionan como diafragma rígido)

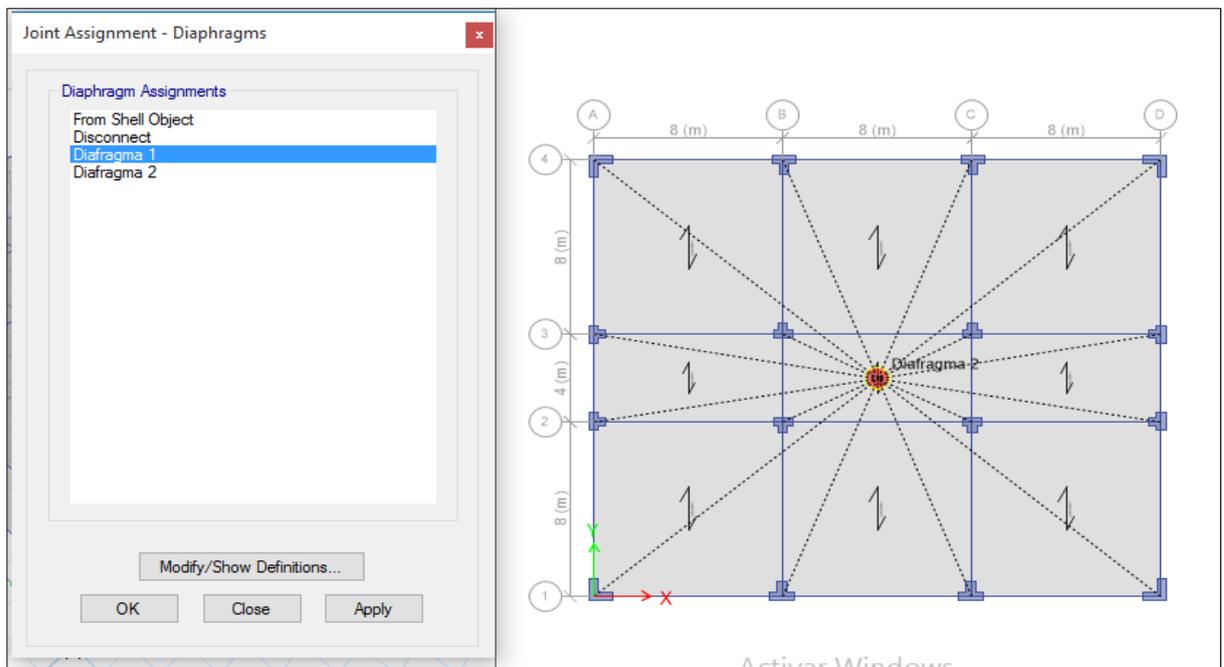


Figura 119. Asignación de diafragma rígido en los pisos 1 y 2.

De la fórmula: $Sa = \frac{ZUCS}{R} g \Rightarrow \text{factor de escala} = \frac{ZUS}{R} g = 0.548$

Load Case Data

General

Load Case Name: SDXX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (100 CM + 25 CV)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro- E 0.30 - 2...	0.548

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: 100 CM + 25 CV

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 120. Análisis por torsión considerando una excentricidad del 5% y asignación del factor de escala.

La norma E030 menciona que las derivas máximas para estructuras de concreto armado serán 0.007, condición que se tomará para la verificación

Tabla 23

Cuadro de comprobación de derivas del primero y segundo nivel.

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica (0.75*8)	Condición < 0.007
Piso 2	Sismo Dinámico XX	X	0.0010	0.006	Si cumple
Piso 2	Sismo Dinámico YY	Y	0.0009	0.005	Si cumple
Piso 1	Sismo Dinámico XX	X	0.0006	0.004	Si cumple
Piso 1	Sismo Dinámico YY	Y	0.0006	0.003	Si cumple

3.4.5. Verificación sísmica para elementos no estructurales del tercer nivel (columnas)

Las columnas del tercer nivel forman parte de una estructura sin diafragma, ya que sirven de soporte para el sistema de armaduras reticuladas, recibiendo cada una de ellas un peso importante proporcional al área tributaria que cargan. Por tal motivo estas columnas serán analizadas según el capítulo 6.3 de la norma E.030 referido al diseño de estructuras sin diafragma.

Para el chequeo por desplazamientos en las columnas del tercer nivel, se tomará la columna con la carga más crítica, A-2, Ver figura 121. La fuerza sísmica horizontal para esta columna se calculará de la siguiente manera.

$$F = \frac{F_i}{P_i} \times C_1 \times P_e$$

(Fi): Fuerza lateral sísmica donde se apoya o se ancla el elemento no estructural

$$F_i = \text{Fuerza sísmica en el segundo nivel} = 127.25 \text{ Tn}$$

(P_i): Peso del nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural

$$P_i = \text{Peso del segundo nivel} = 529.82 \text{ Tn}$$

(C₁): Coeficiente según el tipo de elemento

$$C_1 = 3 \text{ Ver Tabla N}^\circ 12, E. 030$$

Tabla 24

Valores de C

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Nota: Tomado de "Norma E 030. Reglamento Nacional de Edificaciones", por SENCICO, 2017.

(P_e): Peso del elemento no estructural

Tabla 25

Pesos de los elementos no estructurales

Armadura	3.22 t
Tramo de columna no incluido en P_i	2.74 t
Pe =	5.96 t

$$P_e (\text{Peso total}) = 5.96 \text{ Tn}$$

La fuerza horizontal sísmica será igual a:

$$F = \frac{127.85}{529.82} \times 3 \times 5.96 = 4.29 \text{ Tn}$$

Hallamos el desplazamiento de la columna A-2

Datos previos:

F : 4.29 t (Fuerza actuante en el extremo de la columna en volado)

L : 3.80 m (Altura de la columna)

E : 217370 kg/cm² (Módulo de elasticidad para un concreto de 210 kg/cm²)

I : 3600000 cm⁴ (Inercia de la columna en la dirección Y-Y)

Desplazamiento de un elemento en volado con una carga en su extremo:

$$\Delta = \frac{FL^3}{3EI}$$

$$\Delta = \frac{4.20 \times 38000^3}{3 \times 217370.65 \times 3600000} = 0.1 \text{ cm}$$

A continuación, en el siguiente cuadro se muestran desplazamientos y derivas ocasionados en la columna crítica A-2.

Tabla 26

Comprobación de derivas en columna A-2 del tercer nivel

Desplazamiento (mm)	Deriva elástica	Deriva inelástica	Condición < 0.007
1.00	2.64E-04	0.002	Si cumple

Siendo la comprobación por derivas satisfactoria, presentamos las secciones finales a continuación:

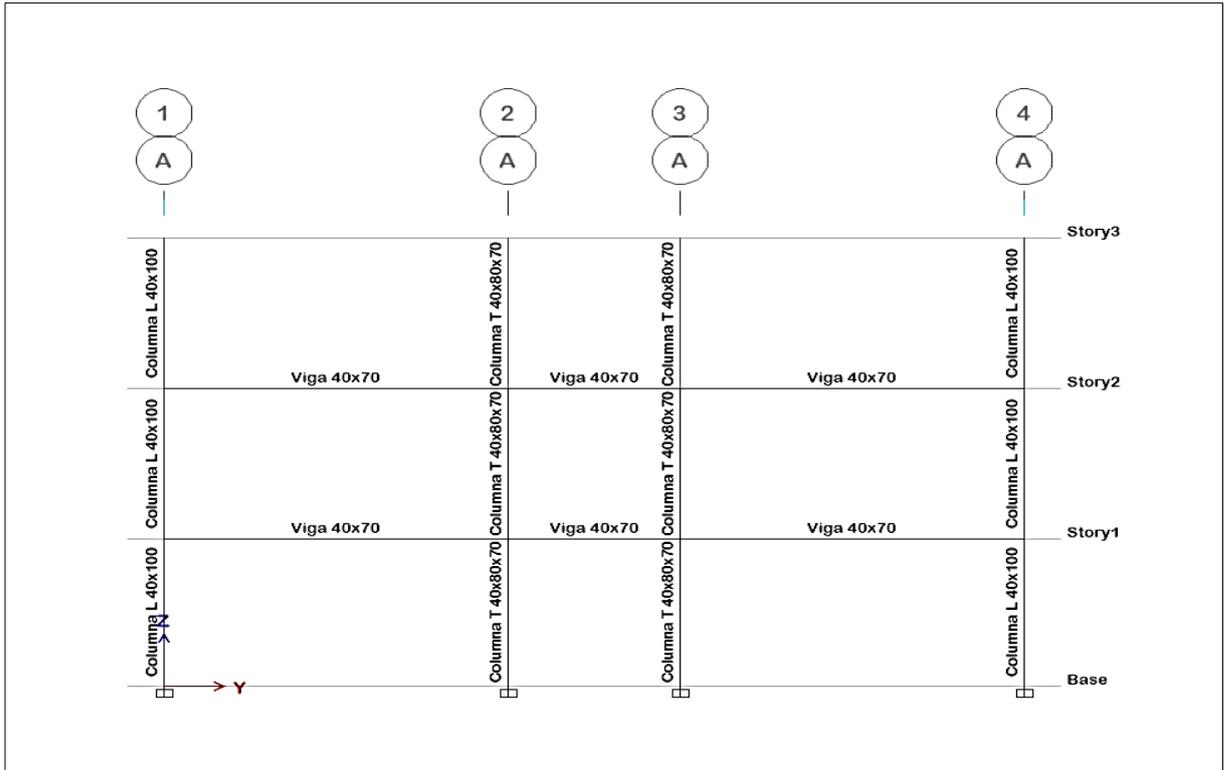


Figura 121. Dimensiones de vigas y columnas, vista lateral (1)

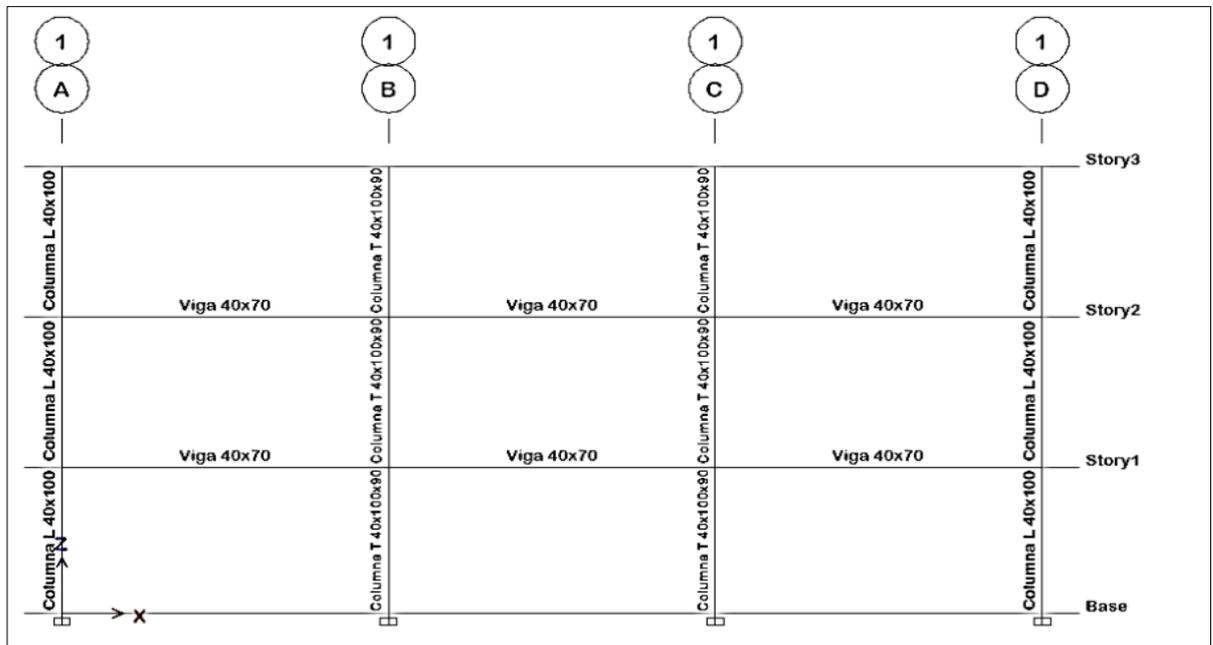


Figura 122. Dimensiones de vigas y columnas, vista lateral. Tomado de “Introducción a los tipos estructurales”, por J. Canciani, Buenos Aires, 2011.

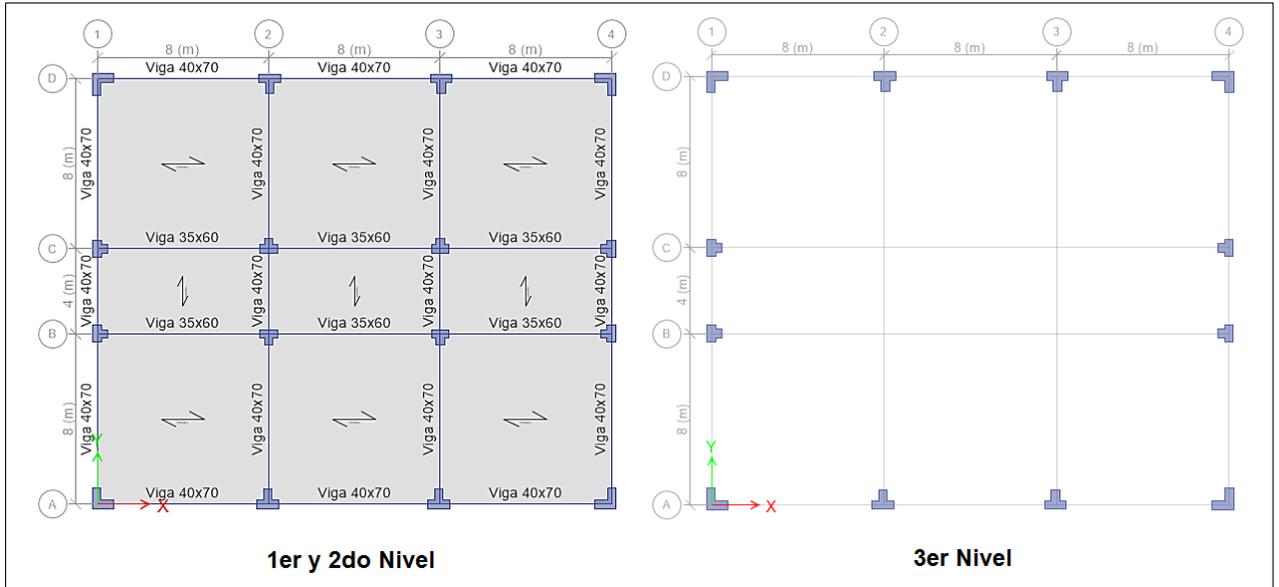


Figura 123. Dimensiones de vigas, vista en planta.

CAPÍTULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Diseño de Losas Compuestas de Entrepiso

En esta sección se muestra el diseño de las dos alternativas de entrepiso, Sistema de placa colaborante acero Deck y sistema de viguetas metálicas Vigacero.

4.1.1. Diseño del sistema de placa colaborante Steel Deck

4.1.1.1. Diseño de la losa compuesta

A continuación, se presenta el diseño detallado para el caso ubicado en los ejes 1-4, A-B, ubicado en el auditorio del tercer nivel, con una sobrecarga de 300 kg/m². Siendo las dimensiones finales, **AD 900 - Gage 22 y losa de t= 10 cm.**

Tabla 27

Propiedades de la placa metálica

Tipo : AD-900 Peralte : 38 mm Ancho total : 920 mm Ancho útil : 900 mm Calibre : Gage 20.22 Acabado : Galvanizado Longitud : A medida		
AD 900 - Gage 22		
Área de acero de la lámina metálica ($A_{s\ sd}$)	9.15 cm ²	
Inercia (I_{sd})	23.22 cm ⁴	
Módulo de sección superior ($S_{p\ sd}$)	16.39 cm ³	
Módulo de sección inferior ($S_{n\ sd}$)	10.75 cm ³	
Resistencia máxima a la fluencia (F_y)	2325 kg/cm ²	

Nota: Adaptado de “Manual tecnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck, Lima, Acero Deck, 2009.

Resumen de cargas aplicadas para cada etapa de diseño

Se presenta el siguiente cuadro resumen para el mejor entendimiento del proceso de diseño.

Tabla 28

Cargas aplicadas a cada etapa de diseño de la losa compuesta

Procedimiento	Carga Aplicada
Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto	CM + C. Temporal (100kg/m ²)
Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles.	CM + C. Temporal (100kg/m ²)
Diseño por flexión método de la resistencia última	1.4 CM + 1.7 CV
Diseño por flexión en el sistema compuesto método de esfuerzos admisibles.	CM + CV (Cargas de gravedad)
Diseño por fuerza cortante	1.4 CM + 1.7 CV
Diseño por temperatura	-
Deflexiones admisibles en el sistema compuesto	CM + CV (Cargas de gravedad)

Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto (placa colaborante actuando como encofrado)

A continuación, se muestra el cuadro de metrados para el análisis de la placa metálica actuando como encofrado.

Tabla 29

Metrado de la losa compuesta-cargas con el concreto no endurecido.

LOSA COMPUESTA -STEEL DECK, Ejes 1-2, A-D			
(Encofrado)			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Concreto	182.4	0.9	164.16
Lamina colaborante	9.16	0.9	8.24
Cargas temporales de construcción	100	0.9	90
∑ Total (Wv)		262.40 kg/m = 0.26 t/m	

Datos previos:

$L_{sd} : 2.33 \text{ m}$

$W_{d_{sd}} : 262.40 \text{ kg/m}$ (Carga distribuida sobre la placa actuando como encofrado)

$E_s : 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (Módulo de elasticidad del acero)

$I_{sd} : 23.22 \text{ cm}^4$ (Inercia de la placa colaborante)

a. Deflexión admisible

Para el cálculo de la deflexión máxima para la placa colaborante actuando como encofrado se usa la siguiente formula:

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ cm. ó } 1.9 \text{ cm. (el que sea menor).}$$

$$\delta_{adm} = \frac{2.33\text{m} \times 100}{180} = 1.29 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se seleccionará **1.29 cm** como deflexión admisible máxima.

b. Deflexión calculada en la placa metálica

Primero analizaremos las deflexiones en el encofrado sin ningún apoyo intermedio con la luz libre total de 2.33m.

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times 100} \dots \text{para condicon de tres tramos o más}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times 262.40 \times (2.33 \times 100)^4}{2100000 \times 23.22 \times 100} = 1.09 \text{ cm}$$

$$1.09 \text{ cm} < \delta_{adm} = 1.29 \text{ cm. } \textit{si cumple!}$$

Por lo tanto, la placa metálica por si sola será suficiente para trabajar como encofrado y no se necesitará apuntalamiento. A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de las deflexiones de la placa actuando como encofrado en todos los tramos:

Tabla 30

Cálculo de deflexiones en el sistema no compuesto.

Deflexiones en el sistema no compuesto				
Tramo	TRAMO 1-1'1, 1'1-1'2 y 1'2-2	TRAMO 2-2'1, 2'1-2'2 y 2'2-3	TRAMO 3-3'1, 3'1-3'2 y 3'2-4	TRAMO C-D
Luz libre	2.33	2.40	2.33	3.6m
Apuntalamiento	Ninguno	ninguno	ninguno	1/2
Luz libre entre puntales (m)	2.33	2.40	2.33	1.80
Deflex. Admisible (cm)	1.29	1.33	1.29	1.00
Deflex. Calculada (cm)	1.09	1.23	1.09	0.11
$\delta_{adm} > \delta_{cal}$	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles

Se calcularán los esfuerzos producidos en la placa metálica actuando como encofrado.

Datos previos:

$F_y = 2325 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la fluencia)

$L_{sd} = 2.33 \text{ m}$ (luz libre de la losa)

$S_{psd} = 16.39 \text{ cm}^3/\text{m}$ (módulo de Sección Superior)

$S_{nsd} = 10.75 \text{ cm}^3/\text{m}$ (módulo de Sección Inferior)

$W_{dsd} = 172.40 \text{ kg/m}$ (carga muerta por unidad de longitud)

$W_{wsd} = 100 \times 0.90 = 90 \text{ kg/m}$ (carga distribuida 100 kg/m)

$P_{sd} = 75 \times 0.90 = 67.5 \text{ kg}$ (carga puntual en el centro de luz 75 kgf)

a. Esfuerzos admisibles en la placa metálica

Para ambos casos, esfuerzos negativos y positivos, los esfuerzos máximos admisibles son:

$$f_{adm} = 0.60 \times F_y$$

$$f_{adm} = 0.60 \times 2325 = 1395 \text{ kg/cm}^2$$

b. Esfuerzos en la placa metálica actuando como encofrado

Para una condición de tres tramos y un ancho tributario de 90 cm, se tomarán los siguientes valores:

Para el momento positivo se tomará como valor crítico el mayor de los siguientes:

$$M_{sd}^+ = 0.20 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.094 \times W_{dsd} \times L_{sd}^2 \quad \dots \text{para condición de tres tramos o más}$$

$$M_{sd}^+ = 0.20 \times 67.5 \times 1.17 + 0.094 \times 172.40 \times 2.33^2 = 110.64 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (W_{dsd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2 \quad \dots \text{para condición de tres tramos o más}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (172.40 + 90) \times 2.33^2 = 127.77 \text{ kg.m}$$

Y para el momento negativo el mayor valor de los siguientes:

$$M_{sd}^- = 0.117x(Wd_{sd} + W_{wsd})xL_{sd}^2 \dots\text{para condicon de tres tramos o más}$$

$$M_{sd}^- = 0.117x(172.40 + 90)x2.33^2 = 155.72kg.m$$

Del análisis de ambos casos obtuvimos los siguientes momentos máximos:

Momento positivo:

$$M_{sd}^+ = 127.77 kg.m$$

Momento negativo:

$$M_{sd}^- = 155.72 kg.m$$

Hallamos los esfuerzos en la placa metálica usando el módulo de sección proporcionado por el fabricante:

Para el momento positivo:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}}x100$$

$$f^+ = \frac{127.77}{16.39}x100 = 779.58$$

$$779.58 \leq f_{adm} = 1395 kg/cm^2 \text{ si cumple!}$$

Para el momento negativo:

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}}x100$$

$$f^- = \frac{155.72}{10.75}x100 = 1448.59$$

$$1448.59 \geq f_{adm} = 1395 kg/cm^2 \text{ no cumple!}$$

Será necesario colocar apuntalamiento al medio de la luz teniendo una nueva luz libre de $L_{sd} = 1.17$ m. Hallamos los momentos actuantes en la placa metálica ahora con un apuntalamiento al medio de cada tramo.

Para el momento positivo se tomará como valor crítico el mayor de los siguientes:

$$M_{sd}^+ = 0.020 \times 67.5 \times 1.17 + 0.094 \times 172.40 \times 1.17^2 = 35.52 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (172.40 + 90) \times 1.17^2 = 31.94 \text{ kg.m}$$

Y para el momento negativo el mayor valor de los siguientes:

$$M_{sd}^- = 0.117 \times (172.40 + 90) \times 1.17^2 = 38.93 \text{ kg.m}$$

Del análisis de ambos casos obtuvimos los siguientes momentos máximos:

Momento positivo:

$$M_{sd}^+ = 35.52 \text{ kg.m}$$

Momento negativo:

$$M_{sd}^- = 38.93 \text{ kg.m}$$

Hallamos los esfuerzos:

Para el momento positivo:

$$f^+ = \frac{35.52}{16.39} \times 100 = 216.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$216.74 \leq f_{adm} = 1395 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; Sí, cumple!}$$

Para el momento negativo:

$$f^- = \frac{38.93}{10.75} \times 100 = 362.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$362.15 \leq f_{adm} = 1395 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; Sí, cumple!}$$

Por lo tanto, será necesario colocar apuntalamiento al medio de cada tramo durante el proceso de encofrado de la losa. A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de los esfuerzos en todos los tramos:

Tabla 31

Cálculo de esfuerzos en el sistema no compuesto

Esfuerzos en el sistema no compuesto				
Tramo	TRAMO 1- 1'1, 1'1-1'2 y 1'2-2	TRAMO 2- 2'1, 2'1-2'2 y 2'2- 3	TRAMO 3- 3'1, 3'1-3'2 y 3'2-4	TRAMO C- D
Luz libre total (m)	2.33	2.40	2.33	3.60
Luz libre entre puntales (m)	1.17	1.20	1.17	1.8
Momento positivo máximo (t.m)	0.04	0.04	0.04	0.13
Momento negativo máximo (t.m)	0.04	0.04	0.04	0.18
Módulo de sección superior Spsd (cm³)	16.39	16.39	16.39	27.9
Módulo de sección inferior Snsd (cm³)	10.75	10.75	10.75	28.59
Esfuerzo admisible (kg/cm²)	1518	1518	1518	1518
Esfuerzo superior (kg/cm²)	216.74	226.99	219.31	482.14
Esfuerzo inferior (kg/cm²)	362.15	384.23	362.15	612.64
Esfuerzo adm. > esfuerzos calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

Diseño por flexión método de la resistencia última

El diseño para los refuerzos por flexión se realizará para cada valle de la placa metálica acero Deck, idealizando los valles como viguetas.

a. **Metrado de carga última**

El metrado se realiza para una vigueta de 15 cm de ancho tributario.

Tabla 32

Metrado de la losa compuesta-carga última.

LOSA COMPUESTA -STEEL DECK, EJES ENTRE A-D			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Concreto	182.40	0.15	27.36
Lamina colaborante	9.16	0.15	1.37
Piso terminado	100	0.15	15
∑ Total (Wm)			43.73
Carga viva			
Auditorio	300	0.15	45
∑ Total (Wv)			45
Carga última de diseño			
Wu = 1.4 Wm + 1.7 Wv		137.73 kg/m = 0.14t/m	

b. **Análisis estructural para carga última**

Para el análisis estructural se usarán los coeficientes de ACI, además se tendrán las siguientes consideraciones:

- Los coeficientes de ACI incluyen el efecto por alternancia de carga viva.
- Los coeficientes considerados en los apoyos extremos $wl^2/24$, son producto del monolitismo entre vigas y losa.

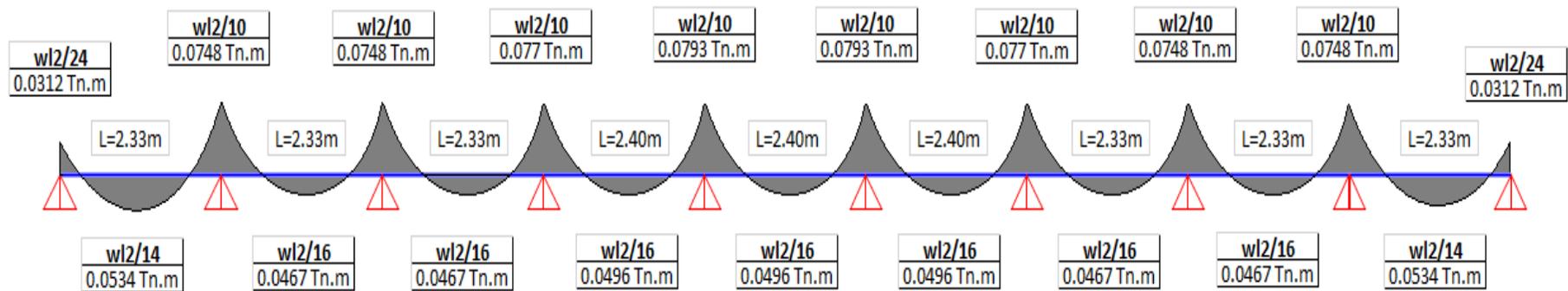


Figura 124. Diagrama de fuerzas cortantes-carga última.

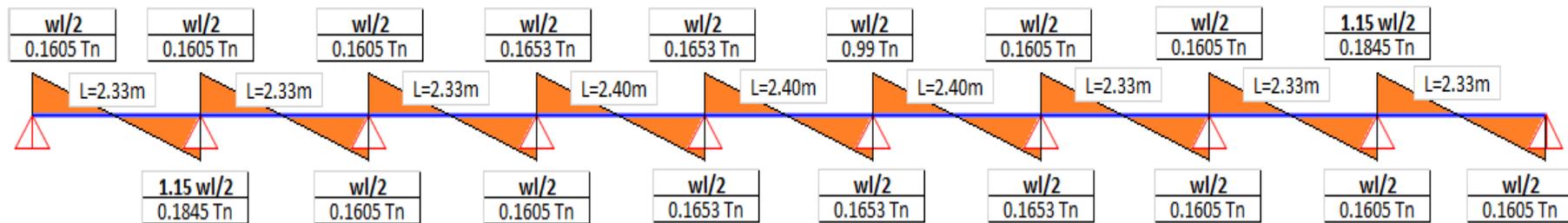


Figura 125. Diagrama de momento flector-CARGA última.

c. Idealización de la vigueta en el sistema de placa colaborante

Para el diseño por flexión los valles de la placa se analizarán como una sección rectangular equivalente, para diseñarla como una losa nervada, las secciones se muestran A continuación, en la figura 124.

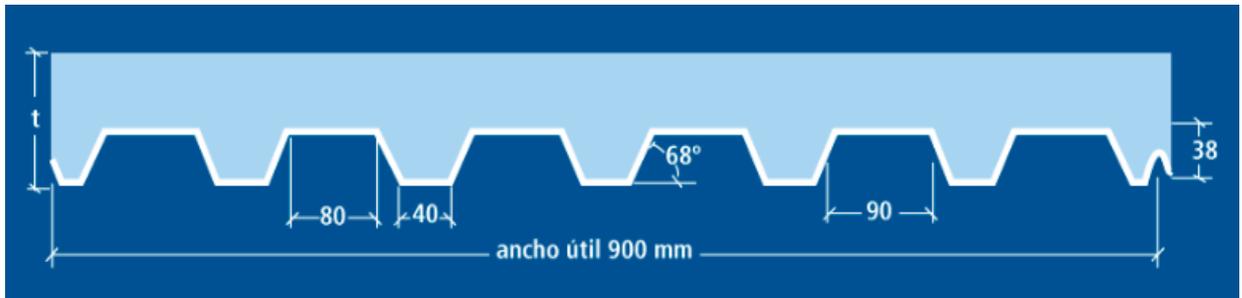


Figura 126. Sección de la losa compuesta. Tomado de “Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso”, por Acero Deck. Lima, 2009.

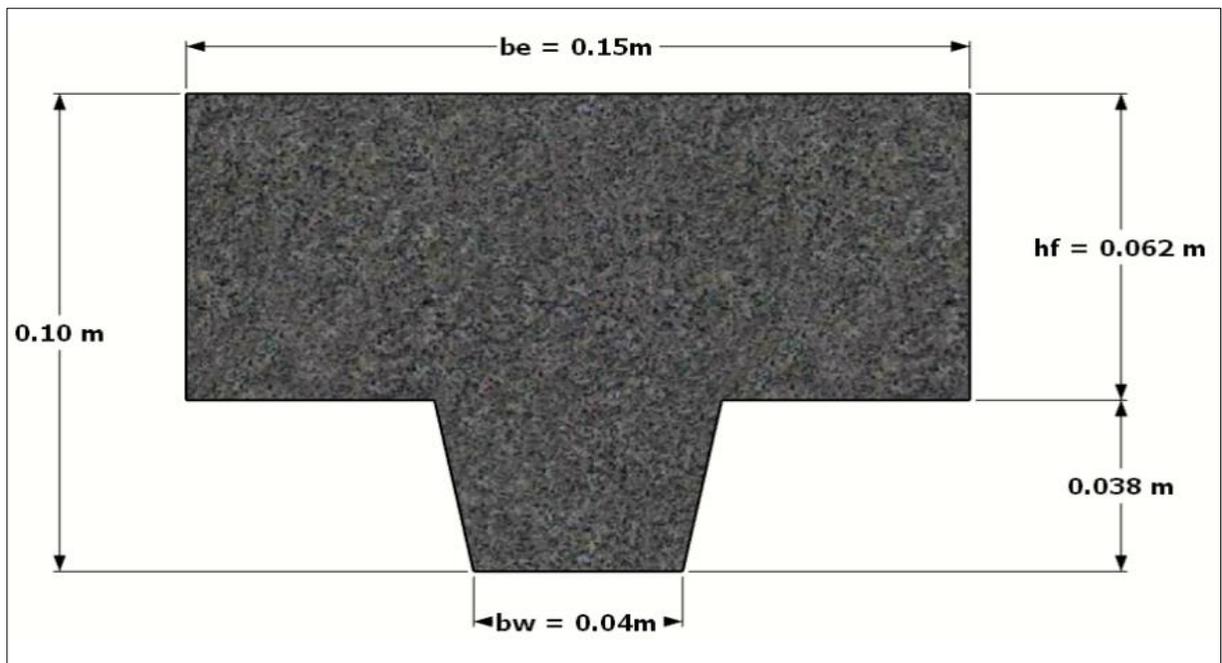


Figura 127. Vigueta trapezoidal.

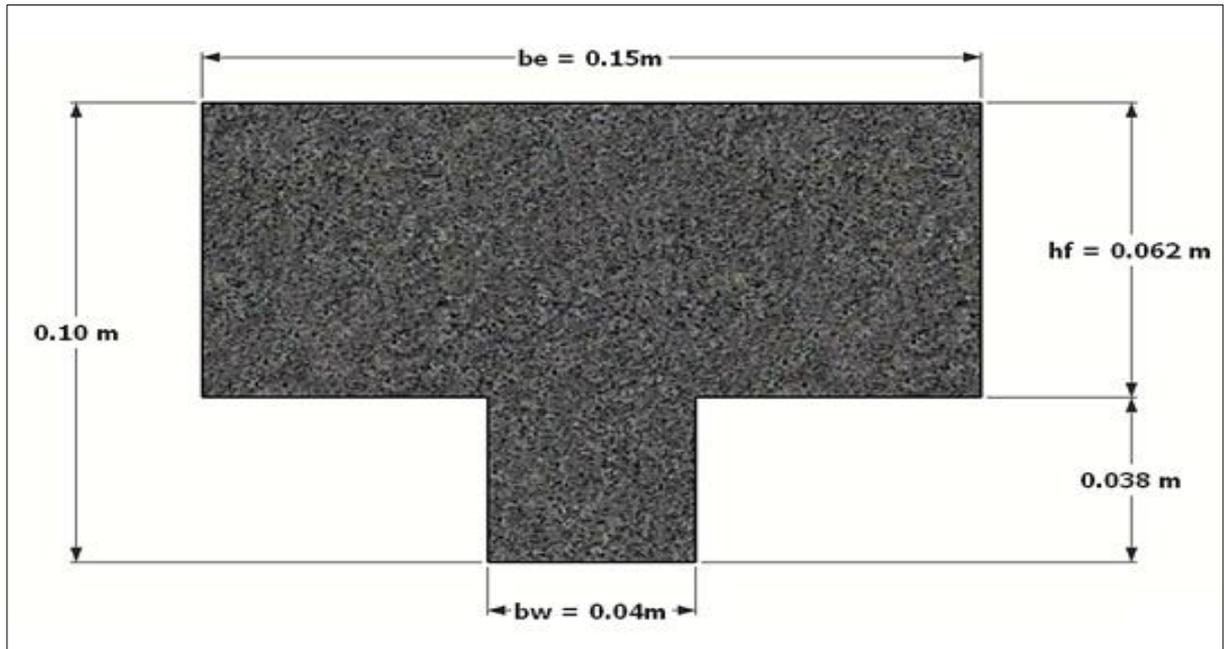


Figura 128. Vigüeta rectangular equivalente.

d. Diseño refuerzo negativo

Datos previos:

$M_{a-} = 0.075 \text{ t.m}$ (Momento negativo por carga última)

$d = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$ (Peralte efectivo)

$b_w = 4 \text{ cm}$ (Ancho de análisis)

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto)

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia máxima a la fluencia del acero)

Hallamos el área de refuerzo con la fórmula de cuantía mecánica (41), para las 0.075 t.m.

$$\rho = \frac{f'c}{F_y} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times M_a \times 10^5}{0.9 \times f'c \times b_w \times d^2}} \right)$$

$$\rho = \frac{210}{2325} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 7500}{0.9 \times 210 \times 4 \times 7^2}} \right) = 0.012$$

Hallamos el acero negativo requerido:

$$As^- = 4 \times 7 \times 0.012 = 0.33 \text{ cm}^2$$

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente fórmula para hallar el requerimiento de acero negativo mínimo:

$$Asmin^- = 2 \times Asmin^+ (\text{para un } fy = 4200 \text{ kg/cm}^2) = 2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{Fy} \times bw \times d$$

$$2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 4 \times 8.17 = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$Asmin^- = 0.16 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$As^- \text{ requerido} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, de refuerzo negativo:

Se colocará 1 \emptyset 3/8"

e. Diseño refuerzo positivo

Hallamos el peralte efectivo, hallando primero el centro de gravedad del trapecio que conforma la placa colaborante:

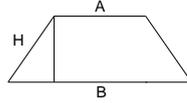
Donde:

t : Espesor total de la losa (cm)

d : Peralte efectivo (cm)

Y_{cg} : Centro de gravedad medido desde la fibra inferior (cm)

$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left(\frac{B+2A}{B+A} \right)$$



$$Y_{cg} = \frac{3.8}{3} \times \left(\frac{10 + (2 \times 8)}{10 + 8} \right) = 1.83 \text{ cm}$$

$$d = t - Y_{cg}$$

$$d = 10 - 1.83 = 8.17 \text{ cm}$$

Datos previos:

$Ma^+ = 0.053 \text{ t.m}$ (momento positivo por carga última)

$A_{s_{sd}} = 1.52 \text{ cm}^2$ (acero proporcionado por la placa metálica)

$d = 8.17 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$b_e = 15 \text{ cm}$ (ancho de análisis)

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$F_y = 2325 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la fluencia del acero de la placa colaborante)

Hallamos el área de refuerzo con la fórmula de cuantía mecánica nombrada en (41), para los 0.053 t.m

$$\rho = \frac{f'c}{F_y} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Ma \times 10^5}{0.9 \times f'c \times b_e \times d^2}} \right)$$

$$\rho = \frac{210}{2325} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 2.56 \times 100000}{0.9 \times 210 \times 15 \times 8.17^2}} \right) = 0.0026$$

Hallamos el acero positivo requerido:

$$A_s^+ = 0.0026 \times 8.17 \times 15 = 0.32 \text{ cm}^2$$

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente fórmula para hallar el requerimiento de acero positivo mínimo:

$$A_{smin}^+ \left(\text{para un } f_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{F_y} \times b_w \times d$$

$$\frac{0.7 \times \sqrt{210}}{2530} \times 4 \times 8.17 = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ssd} \text{ (Acero proporcionado por la placa metálica)} = 1.53 > 0.32 \text{ cm}^2$$

Entonces:

La placa metálica cubre el área de acero requerida

A continuación, se presentan los cuadros con el cálculo de refuerzo negativo y positivo en todos los tramos:

Tabla 33

Cálculo de refuerzo positivo en el sistema compuesto.

Diseño refuerzo positivo (+)										
Tramo	TRAMO 1-1´1	TRAMO 1´1-1´2	TRAMO 1´2-2	TRAMO 2-2´1	TRAMO 2´1-2´2	TRAMO 2´2-3	TRAMO 3-3´1	TRAMO 3´1-3´2	TRAMO 3´2-4	TRAMO C-D
Momento actuante (t.m)	0.0534	0.0467	0.0467	0.0496	0.0496	0.0496	0.0467	0.0467	0.0534	0.5748
ρ requerida	0.00260	0.00227	0.00227	0.00241	0.00241	0.00241	0.00227	0.00227	0.00260	0.00387
As requerido (cm2)	0.32	0.28	0.28	0.30	0.30	0.30	0.28	0.28	0.32	1.81
As min (cm2)	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.80
As proporcionado x placa. metálica (cm2)	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	3.66
As colocado (cm2)	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	3.66
As colocado	La placa metálica cubre el área de acero requerida!									

Tabla 34

Cálculo de refuerzo negativo en el sistema compuesto.

Diseño refuerzo negativo (-)										
Tramo	TRAMOS 1 y 4	TRAMO 1'1	TRAMO 1'2	TRAMO 2	TRAMO 2'1	TRAMO 2'2	TRAMO 3	TRAMO 3'1	TRAMO 3'2	TRAMOS C y D
Momento actuante (t.m)	0.0312	0.0748	0.0748	0.0770	0.0793	0.0793	0.0770	0.0748	0.0748	0.19
p requerida	0.00445	0.01172	0.01172	0.01213	0.01257	0.01257	0.01213	0.01172	0.01172	0.00172
As requerido (cm2)	0.12	0.33	0.33	0.34	0.35	0.35	0.34	0.33	0.33	0.32
As min (cm2)	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	1.59
As colocado (cm2)	0.16	0.33	0.33	0.34	0.36	0.36	0.34	0.33	0.33	1.59
As colocado	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 5/8"

f. Corte de acero

Seguindo las indicaciones de la norma E.060 (22), para los aceros de refuerzo negativos y positivos en la losa se presentarán los siguientes cortes:

Tabla 35

Corte de acero negativo y positivo en la losa con el sistema acero Deck.

Corte de acero en la losa aligerada	Dist, apoyo 1 - corte teórico (m)	Dist, apoyo 2 - corte teórico (m)	Dist, apoyo 1 - corte práctico (m)	Dist, apoyo 2 - corte práctico (m)
Luces de 7.4 m y 7.6 m (Entre ejes 1 y 4)				
Tramo 1				
Acero negativo	0.40 (1 \emptyset 3/8")	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.40 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 2				
Acero negativo	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 3				
Acero negativo	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 4				
Acero negativo	0.69 (1 \emptyset 3/8")	0.69 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 5				
Acero negativo	0.69 (1 \emptyset 3/8")	0.69 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 6				
Acero negativo	0.69 (1 \emptyset 3/8")	0.69 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 7				
Acero negativo	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 8				
Acero negativo	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")
Tramo 9				
Acero negativo	0.67 (1 \emptyset 3/8")	0.40 (1 \emptyset 3/8")	0.70 (1 \emptyset 3/8")	0.40 (1 \emptyset 3/8")
Luz de 3.6 m (Entre ejes C y D)				
Tramo 1				
Acero negativo	0.61 (1 \emptyset 5/8")	0.61 (1 \emptyset 5/8")	0.60 (1 \emptyset 5/8")	0.60 (1 \emptyset 5/8")

Diseño por fuerza cortante

Hallamos la resistencia al corte de las viguetas con la siguiente formula:

$$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times A_c$$

Datos previos:

$$A_c = 52.20 \text{ cm}^2 \text{ (área de concreto resistente al corte)}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo a compresión del concreto)}$$

$$V_u = \phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 52.20 = 0.3749 \text{ Tn}$$

$$V_u = 0.37 \geq 0.16 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el diseño por fuerza cortante en todos los tramos:

Tabla 36

Cálculo de fuerza cortante en el sistema compuesto.

Diseño por fuerza cortante										
Tramo	TRAMOS Ejes 1 y 4	TRAMO Ejes 1´1 y 3´2 (1.15wl/2)	TRAMO Ejes 1´1 y 1´2	TRAMO Ejes 1´2 y 2	TRAMO Ejes 2 y 2´1	TRAMO Ejes 2´1 y 2´2	TRAMO Ejes 2´2 y 3	TRAMO Ejes 3 y 3´1	TRAMO Ejes 3´1 y 3´2	TRAMOS C y D
Fuerza actuante (t)	0.1605	0.1845	0.1605	0.1605	0.1653	0.1653	0.1653	0.1605	0.1605	0.6387
Fuerza resistente (t)	0.3749	0.3749	0.3749	0.3749	0.3749	0.3749	0.3749	0.3749	0.3749	2.2864
Fuerza resistente > Fuerza actuante	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

Diseño por flexión en el sistema compuesto método de esfuerzos admisibles

Se realiza la comprobación de esfuerzos en la placa metálica actuando como sección compuesta junto con la losa de concreto.

a. *Análisis estructural para cargas de gravedad*

Para el análisis estructural por cargas de servicio se tendrán las siguientes consideraciones:

- La carga distribuida (cargas de gravedad) para el análisis mediante coeficiente ACI será: **($CM + CV = 532.40 \text{ kg/m}$)**
- El análisis estructural por cargas de servicio se hará para el ancho efectivo de la placa 90cm.

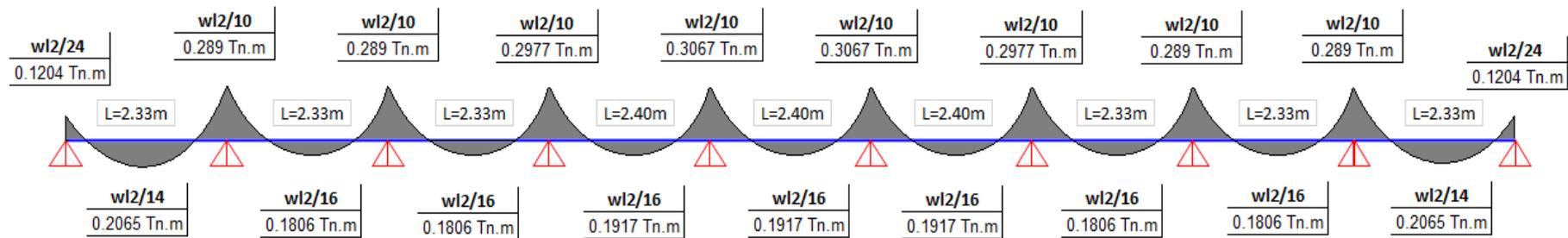


Figura 129. Diagrama de momento flector-carga de servicio.

b. Cálculo del centro de gravedad e inercia efectivas

Hallamos las variables necesarias para el cálculo del Momento de agrietamiento (Mcr), Cálculo del centro de gravedad (Ycc2) e inercia de la sección no agrietada o sección bruta (I_g):

Datos previos

d = 8.17 cm (peralte efectivo)

A_s = 9.15 cm² (área de acero en la placa colaborante)

b = 90 cm (ancho efectivo de la lámina)

E_s = 2100000 kg/cm² (módulo de elasticidad del acero)

E_c = 217370 kg/cm² (módulo de elasticidad del concreto)

I_{sd} = 23.22 cm⁴ (inercia de la placa metálica)

C_s = 15 cm (espacio entre ejes de los valles de la placa metálica)

W_r = 5.5 cm (ancho medio del valle de la placa metálica)

h_r = 3.8 cm (altura de la placa metálica)

t_c = 6.2 cm (altura del concreto por encima de la placa metálica)

t = 10 cm (altura total de la losa)

Para el cálculo necesitamos la relación modular entre acero y concreto con la siguiente formula:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{217371} = 9.66$$

Hallamos las variables necesarias para el cálculo del momento de agrietamiento (Mcr), Cálculo del centro de gravedad e inercia de la sección no agrietada:

Cálculo del centro de gravedad:

$$y_{cc2} = \frac{\{0.5 \times (b \times t^2) + n \times A_s \times d\} - \left\{ \frac{b}{C_s} (C_s - W_r) \times h_r \times (t - 0.5 \times h_r) \right\}}{(b \times t) + (n \times A_s) - \left\{ \frac{b}{C_s} (C_s - W_r) \times h_r \right\}}$$

$$y_{cc2} = \frac{\{0.5 \times (90 \times 10^2) + 9.66 \times 9.15 \times 8.17\} - \left\{ \frac{90}{15} (15 - 5.50) \times 3.80 \times (10 - 0.5 \times 3.80) \right\}}{(90 \times 10) + (9.66 \times 9.15) - \left\{ \frac{90}{15} (15 - 5.50) \times 3.80 \right\}} = 4.49 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección no agrietada:

$$I_g = \left\{ \left(\frac{b \times t_c^3}{12} \right) + (b \times t_c) + (y_{cc2} - 0.5 \times t_c)^2 \right\} + \{ n \times I_s \times A_s \times (d - y_{cc2})^2 \}$$

$$+ \left\{ \frac{b}{C_s} \times \left\{ \left(\frac{W_r \times h_r^3}{12} \right) + (W_r \times h_r) \times (t - 0.5 \times h_r - y_{cc2})^2 \right\} \right\}$$

$$I_g = \left\{ \left(\frac{90 \times 6.20^3}{12} \right) + (90 \times 6.20) + (4.49 - 0.5 \times 6.20)^2 \right\} + \{ 9.66 \times 23.22 \times 9.15 \times (8.17 - 4.49)^2 \}$$

$$+ \left\{ \frac{90}{15} \times \left\{ \left(\frac{15 \times 3.80^3}{12} \right) + (5.50 \times 3.80) \times (10 - 0.5 \times 3.80 - 4.49)^2 \right\} \right\} = 7557.76 \text{ cm}^4$$

Para hallar la variable f_r para un f'_c de 210 kg/cm² se usa la siguiente expresión:

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} f_r = 0.62 \sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

El momento de agrietamiento será:

$$M_{cr} = \frac{28.98 \times 7557.76}{5.11} = 39776.55 \text{ kg.cm} = 0.40 \text{ Tn.m}$$

Comparamos el momento de agrietamiento con el momento actuante

$$M_{cr} = 0.40 > 0.206 \text{ Tn.m}$$

El momento de agrietamiento es mayor al momento actuante. Por lo tanto, usamos la inercia de la sección no agrietada como inercia efectiva ($I_e = I_g$) y no será necesario hallar el centro de gravedad, ni la inercia de la sección agrietada.

Obtenemos el módulo de sección inferior

$$S_{inf} = \frac{I_e}{t - Y_{cg}}$$

$$S_{inf} = \frac{7557.76}{10 - 4.49} = 1372.42 \text{ cm}^3$$

c. Esfuerzos en la viga

Hallamos los esfuerzos en la viga en la losa actuando como sección compuesta de la siguiente manera:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{S_{p_{sd}}} \times 100$$

Datos previos:

$M_{max+} = 0.2065 \text{ Tn.m} = 206.5 \text{ kg.m}$ (Momento positivo máximo por cargas de gravedad)

$$f^+ = \frac{206.5}{1372.42} \times 100 = 15.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad 15.05 \leq f_{adm} = 1395 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ si cumple!}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de los esfuerzos en todos los tramos:

Tabla 37

Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.

Esfuerzos en el sistema compuesto										
Tramo	TRAMO 1-1'	TRAMO 1'-1'2	TRAMO 1'2-2	TRAMO 2-2'	TRAMO 2'-2'2	TRAMO 2'2-3	TRAMO 3-3'	TRAMO 3'-3'2	TRAMO 3'2-4	TRAMO C-D
Momento positivo actuante - Ma (t.m)	0.2065	0.1806	0.1806	0.1917	0.1917	0.1917	0.1806	0.1806	0.2065	1.13
C.g. agrietado Ycc2 (cm)	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	4.49	8.60
Inercia no agrietada Ig (cm4)	7557.76	7557.76	7557.76	7557.76	7557.76	7557.76	7557.76	7557.76	7557.76	42211.90
Mcr	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	1.18
Condición de agrietamiento	Ma<Mcr No Agrietado									
Inercia efectiva le	le = Ig									
Módulo de sección inferior S+ (cm3)	1372.42	1372.42	1372.42	1372.42	1372.42	1372.42	1372.42	1372.42	1372.42	4058.49
Esfuerzo admisible (kg/cm2)	1395	1395	1395	1395	1395	1395	1395	1395	1395	1395
Esfuerzo inferior (kg/cm2)	15.05	13.16	13.16	13.97	13.97	13.97	13.16	13.16	15.05	28.04
Esfuerzo admisible >Esfuerzo inferior	¡Sí, cumple!									

Diseño de refuerzo por temperatura

Se realizará el diseño por temperatura usando la siguiente fórmula:

$$A_s T^\circ = 0.0018 x b x e$$

Datos previos:

$b = 100 \text{ cm}$ (Ancho de análisis en la losa superior)

$e = 6.20 \text{ cm}$ (Espesor de la losa sobre la placa metálica)

$$A_s T^\circ = 0.0018 x 100 x 6.20 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Como resultado obtenemos aceros de 6mm @ 25 cm, $S_{\max} = 5e = 25\text{cm}$. Por lo tanto:

Se colocará \emptyset 6mm @ 25 cm en ambas direcciones.

Deflexiones admisibles en el sistema compuesto

Se realiza la comprobación de deflexiones en la losa actuando como sección compuesta junto con la placa metálica.

Datos previos:

$L = 2.33 \text{ m}$ (luz libre)

$E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad del concreto)

$i_e = 7557.76 \text{ cm}^4$ (inercia efectiva)

a. Deflexión máxima admisible

Para el cálculo de la deflexión máxima admisible en la losa compuesta se usa la siguiente fórmula:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} \times 100 = \frac{2.33}{360} \times 100 = 0.6472 \text{ cm}$$

a. Deflexiones inmediatas

Para tramos continuos hallamos la deflexión inmediata con la siguiente fórmula:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c \times I_{ef}} [M_+ - 0.1(M_i + M_d)] x 10^6$$

Datos previos

De la envolvente de momentos por cargas de servicio obtenemos:

$M_+ = 210 \text{ kg.m}$ (momento positivo actuante)

$M_i = 120 \text{ kg.m}$ (momento negativo izquierdo)

$M_d = 290 \text{ kg.m}$ (momento negativo derecho)

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} \times \frac{2.33^2}{217370 \times 7557.76} [210 - 0.1(120 + 290)] \times 10^6 = 0.0582 \text{ cm}$$

b. Deflexiones diferidas

Para calcular la deflexión diferida se usará la siguiente formula:

$$\Delta_{LT} = \lambda \times \Delta'_{st}$$

Hallamos la variable lambda de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'}$$

Datos previos:

$\xi = 2$ (Valor para un tiempo mayor a 5 años)

$\rho' = 0.0018$ (Cuantía del acero en compresión en la sección central para tramos simples).

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0018} = 1.8349$$

$$\Delta_{LT} = 1.8349 \times 0.0582 = 0.1067 \text{ cm}$$

Sumamos la deflexión inmediata y diferida para hallar la deflexión total:

$$\Delta_{total} = 0.00582 + 0.1067 = 0.1649 \text{ cm}$$

$$0.1649 \leq \Delta_{adm} = 0.6472 \text{ cm si cumple!}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de las deflexiones críticas cada tramo:

Tabla 38

Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.

Deflexiones en el sistema compuesto				
Tramo	TRAMO 1- 2	TRAMO 2- 3	TRAMO 3- 4	TRAMO C- D
Luz libre crítica (m)	2.33	2.40	2.33	3.60
Deflexión inmediata Δ_{ST} (cm)	0.0584	0.0478	0.0584	0.1674
Λ	1.8349	1.8349	1.8349	1.8349
Deflexión diferida Δ_{LT} (cm)	0.1072	0.0878	0.1072	0.3072
Deflexión admisible Δ_{ADM} (cm)	0.6472	0.6472	0.6472	1.0000
Deflexión total Δ_{TOTAL} (cm)	0.1649	0.1356	0.1649	0.4747
$\Delta_{ADM} > \Delta_{TOTAL}$	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>

4.1.1.2. Viga compuesta intermedia

Procederemos a diseñar la viga intermedia que se encuentra en el tramo 2-3 apoyada en los ejes A y B, usando el perfil **W 8x48**.

Tabla 39

Propiedades del perfil de acero.

Perfil W 8x48	
Área total (A_g)	90.97 cm ²
Peralte (d)	23.22 cm ⁴
Ancho de ala (bf)	10.30 cm
Espesor de ala (tf)	1.74 cm
Altura del alma (h)	14.60 cm
Espesor del alma (tw)	1.02 cm
Altura total del perfil (d)	21.59 cm
Módulo plástico en el eje x (Z_x)	802.97 cm ³
Inercia en el eje x (I_x)	7658.66 cm ⁴
Resistencia máxima a la fluencia (F_y)	2530 kg/cm ²

Nota: Tomado de American Institute Steel of Construction, por AISC. 14th Edition. Illinois, 2011.

Se presenta el siguiente resumen para el mejor entendimiento del proceso de diseño en la viga compuesta.

Tabla 40

Cargas aplicadas a cada etapa de diseño de la viga compuesta.

Procedimiento	Carga aplicada
Diseño por flexión	1.2 CM + 1.6 CV
Diseño por fuerza cortante	1.2 CM + 1.6 CV
Deflexiones antes que el concreto haya endurecido	CM + C. Temporal (100kg/m ²)
Deflexiones después que el concreto haya endurecido	1.2 CM + 1.6 CV

a. Medrado de cargas

A continuación, se muestra el medrado para la viga más crítica, cuando esta actúa individualmente y cuando el concreto no se encuentra endurecido.

Tabla 41

Medrado de viga compuesta-cargas con el concreto no endurecido.

VIGA COMPUESTA - VI 2'1, W 8x48 , Ejes 2-3, A-D (Encofrado)			
Cargas consideradas			
Elemento	Peso Unitario (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Peso propio viga metálica (71.42 kg/ml)	29.76	2.6	77.38
Sistema Placa Colaborante AD - 900, t=10cm	191.56	2.6	498.06
Cargas temporales de construcción	100	2.6	260.00
		Σ Total	853.43 kg/m = 0.85 t/m

La carga última se hallará solo para las cargas amplificadas de la carga viva y muerta. La viga no recibirá cargas de sismo.

Tabla 42

Metrado de viga compuesta-carga última

VIGA COMPUESTA - VI 2'1, W 8x48 , Ejes 2-3, A-D			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Peso propio viga metálica (71.42 kg/ml)	-	-	71.42
Sistema Placa Colaborante AD - 900, t= 10cm	191.56	2.6	498.06
Piso terminado	100	2.6	260.00
		∑ Total (Wm)	829.48
Carga Viva			
Auditorio	300	2.6	780.00
		∑ Total (Wv)	780
Carga última de diseño			
Wu = 1.2 Wm + 1.6 Wv		2243.37 kg/m = 2.24 t/m	

b. Análisis estructural

Al tratarse de un tramo simplemente apoyado el momento positivo máximo y la fuerza cortante, se hallará con las siguientes formulas:

$$M^+ = \frac{WxL_{sd}^2}{8}$$

$$V = \frac{WxL_{sd}}{2}$$

Análisis cuando el concreto no está endurecido

Datos previos:

$W = 853.43 \text{ kg/m}$ (Carga distribuida cuando el concreto no está endurecido)

$L_{sd} = 7.4 \text{ m}$ (Luz libre)

$$M^+ = \frac{853.43 \times 7.4^2}{8} = 5718.53 \text{ kg.m}$$

Análisis cuando el concreto esta endurecido

Datos previos:

$Wu = 2250.52 \text{ kg/m}$ (Carga última distribuida cuando el concreto esta endurecido)

$Lsd = 7.4 \text{ m}$ (Luz libre)

$$M^+ = \frac{2243.37 \times 7.4^2}{8} = 15355.88 \text{ kg.m} = 15.36 \text{ Tn.m}$$

$$V = \frac{2243.37 \times 7.4}{2} = 8300.47 \text{ kg} = 8.30 \text{ Tn.m}$$

c. Diseño por flexión

Se verifica si el perfil es compacto:

Tabla 43

Comprobación de esbeltez de la viga W 8x48

$F_y =$ 36ksi	λ	λ_p	λ_r	Condicio n	
Ala	$\lambda = \frac{h}{tw} = 5.92$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.95$	$\lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.81$	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Compacto!
Alma	$\lambda = \frac{h}{tw} = 14.38$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.33$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 162.22$	$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$	Compacto!

La norma AISC 360-16 (8) y E.090 (21) menciona, para perfiles compactos el momento resistente será:

$$M_u = \phi M_n = \phi F_y Z_x$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia máxima a la fluencia)

$Z_x = 802.97 \text{ cm}^3$ (Módulo de sección plástico en el eje x)

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 2530 \times 802.97 = 18283.54 \text{ kg.m} = 18.28 \text{ Tn.m}$$

$$M_u = 18.28 \geq 15.36 \text{ Tn.m}$$

Por lo tanto, el perfil metálico por sí solo es suficiente para resistir el momento actuante último y “ya no será necesario comprobar la resistencia de la sección compuesta”.

d. Diseño por cortante

La norma AISC 360-16 (8) y E.090 (21) mencionan, en el caso de vigas compuestas con placa colaborante la resistencia en corte será asumida por la sección de acero solamente. La resistencia última en corte para secciones de acero de simetría doble como el perfil W usado será:

$$V_u = \phi V_n = \phi 0.60 \cdot F_y \cdot d \cdot C_v$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia máxima a la fluencia)

$d = 21.59 \text{ cm}$ (Peralte total del perfil)

Hallamos C_v :

Si: $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ entonces: $C_v = 1.00$ y $\phi = 1.00$

$$\frac{5.75}{0.40} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} \cong 14.38 \leq 64.54$$

$$\Rightarrow C_v = 1.0 \text{ y } \phi = 1.00$$

$$V_u = \phi V_n = 1.00 \times 0.60 \times 2530 \times 21.59 \times 1.00 = 33297 \text{ kg} = 33.30 \text{ Tn}$$

$$V_u = 33.30 \geq 8.30 \text{ Tn}$$

e. Deflexiones antes que el concreto haya endurecido

Se menciona que en esta etapa solo el perfil metálico w resistirá las cargas, por lo tanto, solo se considerará la inercia del perfil en el cálculo de deflexiones (17).

Datos previos:

$$L = 7.40 \text{ m (luz libre)}$$

$$E_s = 2100000 \text{ (módulo de elasticidad del acero)}$$

$$I_{s_x} = 7658.66 \text{ (inercia del perfil en el eje x)}$$

$$Q = 835.43 \text{ kg/cm}^2 \text{ (carga distribuida cuando el concreto no está endurecido)}$$

Deflexión admisible

Para calcular la deflexión admisible se usará la siguiente formula:

$$\delta_{adm} = \frac{L \times 100}{240} \quad \delta_{adm} = \frac{7.40 \times 100}{240} = 3.0833 \text{ cm}$$

Deflexión calculada

Para calcular la deflexión en la viga se usará la siguiente formula:

$$\delta_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{s_x}} \times 10^6 \dots \text{para condicion de un tramo}$$

$$\delta_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{835.43 \times 7.40^4}{2100000 \times 7658.66} \times 10^6 = 2.0282 \text{ cm.}$$

$$\delta_{adm} = 3.0833 \geq 2.0282 \text{ cm. Si cumple!}$$

Por lo tanto, no será necesario colocar apuntalamiento.

f. Deflexiones después que el concreto haya endurecido

En esta etapa la sección de concreto ya trabaja de manera compuesta con el perfil de acero, por lo tanto, se considerará la Inercia de la sección compuesta en el cálculo de deflexiones (17).

Datos previos:

$$A_s = 90.97 \text{ cm}^2 \text{ (área neta del perfil de acero)}$$

$$I_{s_x} = 7658.66 \text{ cm}^4 \text{ (inercia del perfil en el eje x)}$$

$d = 21.59 \text{ cm}$ (peralte total del perfil)

$b = 240 \text{ cm}$ (ancho de losa, distancia entre ejes de viga)

$h_r = 6.2$ (peralte de la losa ubicada sobre la placa colaborante)

$n = 9.66$ (relación entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto)

$h_{sc} = 31.59 \text{ cm}$ (peralte total de la sección compuesta)

$L = 7.40 \text{ m}$ (luz libre)

$q = 1615.43 \text{ kg/cm}^2$ (carga de servicio distribuida cuando el concreto está endurecido)

$E_s = 2100000$ (módulo de elasticidad del acero)

Deflexión admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{240} \times 100$$

$$\Delta_{adm} = \frac{7.40}{240} \times 100 = 3.0833 \text{ cm}$$

Deflexión calculada

Hallamos la inercia de la losa superior:

En la inercia aportante de la losa de concreto solo se considerará la sección de concreto ubicada sobre la placa metálica.

$$A_{losa \text{ sup.}} = 240 \times 6.2 = 1488 \text{ cm}^2$$

$$I_{losa \text{ sup.}} = \frac{240 \times 6.2^3}{12} = 4766.56 \text{ cm}^4$$

Se calcula el centro de gravedad de la sección compuesta:

$$Y_{cg \text{ s. c.}} = \frac{A_s \times \left(t + \frac{d}{2}\right) + \left(\frac{A_{losa \text{ sup.}}}{n}\right) \times \left(\frac{h_r}{2}\right)}{\left(\frac{A_{losa \text{ sup.}}}{n}\right) + A_s}$$

$$Y_{cg \text{ s. c.}} = \frac{90.97 \times \left(10 + \frac{21.59}{2}\right) + \left(\frac{1488}{9.66}\right) \times \left(\frac{6.2}{2}\right)}{\left(\frac{1488}{9.66}\right) + 90.97} = 9.67 \text{ cm}$$

Calculamos la inercia de la sección compuesta usando el método de secciones equivalentes:

$$I_{s. c.} = \frac{I_{losa \text{ sup.}}}{n} + \frac{A_{losa \text{ sup.}}}{n} \times \left(Y_{cg \text{ s. c.}} - \frac{h_r}{2}\right)^2 + I_{s_x} + A_s \times \left(h_{sc} - Y_{cg \text{ s. c.}} - \frac{d}{2}\right)^2$$

$$I_{s. c.} = \frac{4766.56}{9.66} + \frac{1488}{9.66} \times \left(9.67 - \frac{6.2}{2}\right)^2 + 7658.66 + 90.97 \times \left(31.59 - 9.67 - \frac{21.59}{2}\right)^2$$

$$= 14812.25 \text{ cm}^4$$

Por razones de seguridad solo se considerará El 75% de la inercia de la sección compuesta como inercia efectiva (17),:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{ef}} \times 10^6$$

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{1615.43 \times 7.4^4}{2100000 \times (0.75 \times 14812.25)} \times 10^6 = 2.6755 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm} = 3.0833 \geq 2.6755 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

Ya que el ancho tributario con la viga de los otros paños solo difiere por 7cm, se usará el perfil **W 8x48** como viga típica en todos los paños.

4.1.1.3. Diseño de conectores de corte en la viga

El diseño de conectores se realizará para unir la placa colaborante de 10 cm de peralte (peralte total) y la viga W 8x48 mediante conectores tipo "Nelson Stud". La norma AISC 360-16 (8) mencionó, en el diseño de conectores de corte en la viga se tendrá como objetivo buscar que la resistencia de corte del conjunto de conectores sea mayor al de la resistencia crítica de la sección compuesta, ya sea que esta sea controlada por la resistencia de corte de la sección del perfil metálico o la resistencia

de la sección de la losa de concreto.

Para hallar la sección de losa de concreto que trabaja como sección compuesta junto a la viga metálica, se determinará primero el ancho efectivo (b_e) y se multiplicará por el peralte de la losa sobre la placa metálica, como se muestra (17) a continuación.

Datos previos:

$A_s = 90.97 \text{ cm}^2$ (área transversal del perfil de acero)

$t_c = 6.2 \text{ cm}$ (peralte de la losa ubicada sobre la placa metálica)

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fluencia del acero de la viga metálica)

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a compresión del concreto)

Se calculará el ancho efectivo (b_e), tomando el menor valor de los siguientes:

$$\frac{\text{Luz viga}}{4} = \frac{7.40}{4} = 1.85 \text{ m}$$

Separacion entre vigas = 2.40 m

El ancho efectivo será:

$$\Rightarrow b_e = 1.85 \text{ m}$$

Se determinará qué estado límite gobierna la sección compuesta:

1. $V' = F_y \times A_s$ (*Fluencia de la viga*)

$$V' = 2530 \times 90.97 = 230147.93 \text{ kg} = 23.01 \text{ Tn}$$

2. $V' = 0.85 \times f'_c \times A_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b_e$ (*Fractura del concreto en la losa*)

$$V' = 0.85 \times 210 \times 185 \times 6.2 = 204739.50 \text{ kg} = 20.47 \text{ Tn}$$

El estado límite que gobierna la resistencia de corte es el de fractura del concreto, por lo tanto, si deseamos una acción compuesta total se debe lograr una

“fuerza de corte resistente mayor” por parte de los conectores, cuyo cálculo se muestra a continuación:

El diseño se realizará con **conectores 3/4” x 3”**

La norma AISC 360-16 (8) y E.090 (21) mencionan, la resistencia al corte de cada conector será igual al menor valor de los siguientes:

$$Q_n = 0.5 \times A_s \times \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \times R_p \times A_s \times F_u$$

Datos previos:

$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia del acero de la viga metálica, acero A-36)

$A_s = 2.85 \text{ cm}^2$ (área de la sección transversal del conector de 3/4”)

$D_s = 1.90 \text{ cm}$ (diámetro del conector de 3/4”)

$L_s = 7.62 \text{ cm}$ (longitud del conector de 3/4”)

$R_g = 1.00$ (factor que dependerá del número de conectores soldados juntos)

$R_p = 0.69$ (factor que dependerá de la ubicación del conector)

$E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad del concreto)

El menor valor para que controla la resistencia crítica será:

- $Q_n = 0.5 \times A_s \times \sqrt{f'_c \times E_c}$

$$Q_n = 0.5 \times 2.85 \times \sqrt{210 \times 217370} = 9628.54 \text{ kg}$$

- $Q_n = R_g \times R_p \times A_s \times F_u$

$$Q_n = 1.00 \times 0.69 \times 2.85 \times 4570 = \mathbf{7815.35 \text{ kg}}$$

$$\Rightarrow Q_n = 7815.35 \text{ kg} = 7.82 \text{ Tn}$$

Con la cortante resistente de cada conector se halla el número de conectores requeridos, dividiendo la cortante en la viga.

$$N'c = \frac{20.47}{Qn}$$

$$N'c = \frac{2047}{7.82} = 26.20 \cong 27 \text{ conectores}$$

Estos conectores se colocarán en la mitad de la viga y estarán distribuidos teniendo la siguiente separación:

$$\text{Separación} = \frac{3.70 \times 100}{26.2} = 14.12 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se puede colocar un conector en cada valle de la placa metálica, ubicados cada **14.5 cm**, valor muy cercano a la separación máxima.

La sumatoria de la resistencia de corte de todos los conectores soldados de la zona de momento cero a la zona de momento positivo máximo (la mitad de la viga metálica) será igual a:

$$3.V' = \Sigma Qn = 27 \times 7815.35 = 211014.45 = 21.10 > 20.47 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Al ser la fuerza resistente de los conectores mayor que fuerza resistente de la losa de concreto, se dará la condición de “comportamiento compuesto total”.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), también se verificará lo siguiente con respecto a la ubicación de los conectores:

El diámetro del conector ≤ 2.5 x el ancho del patín (tw).

$$1.90 \leq 2.55 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

La longitud mínima de los conectores ≥ 4 x diámetro del conector.

$$7.62 \leq 7.62 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

Los conectores de corte deben tener por lo menos 2.5 cm de recubrimiento lateral de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza de corte.

$$4.00 \geq 2.50 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

El espaciamiento mínimo (centro a centro de conectores) = 6 x diámetro del conector.

$$11.40 \leq 14.50 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

El espaciamiento máximo (centro a centro de conectores) = 8 x espesor total de la losa (t = 80) o 90 cm.

$$80.00 \geq 14.50 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

Al cumplir todos los requisitos se usarán:

Conectores 3/4" x 3" @ 14.5 cm

4.1.1.4. Diseño de apoyos en la viga

El diseño del apoyo se realizará para un perfil W 8 x 48 conectada a la viga de concreto mediante dos perfiles angulares L 2-1/2x2x3/16 y una plancha de 6mm de espesor como plancha de unión.

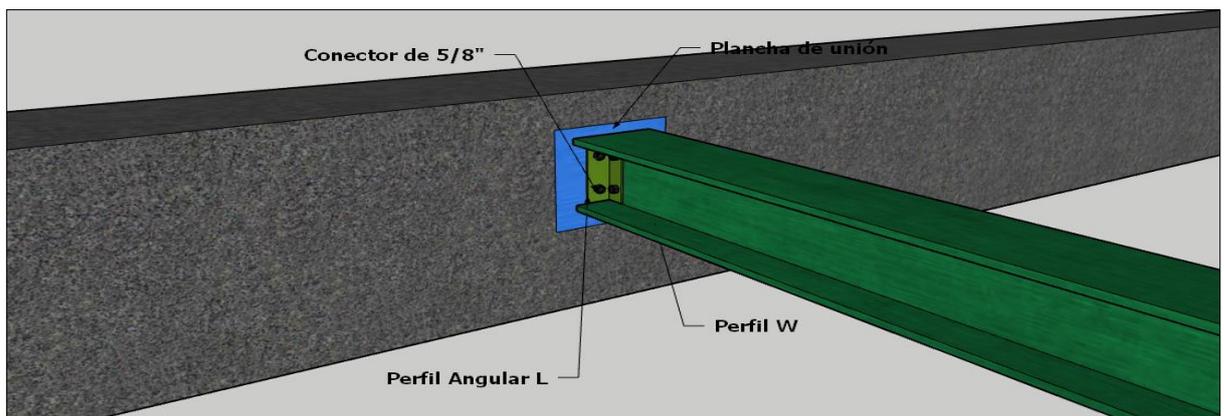


Figura 130. Ubicación de la plancha de unión y conexiones vista isométrica.

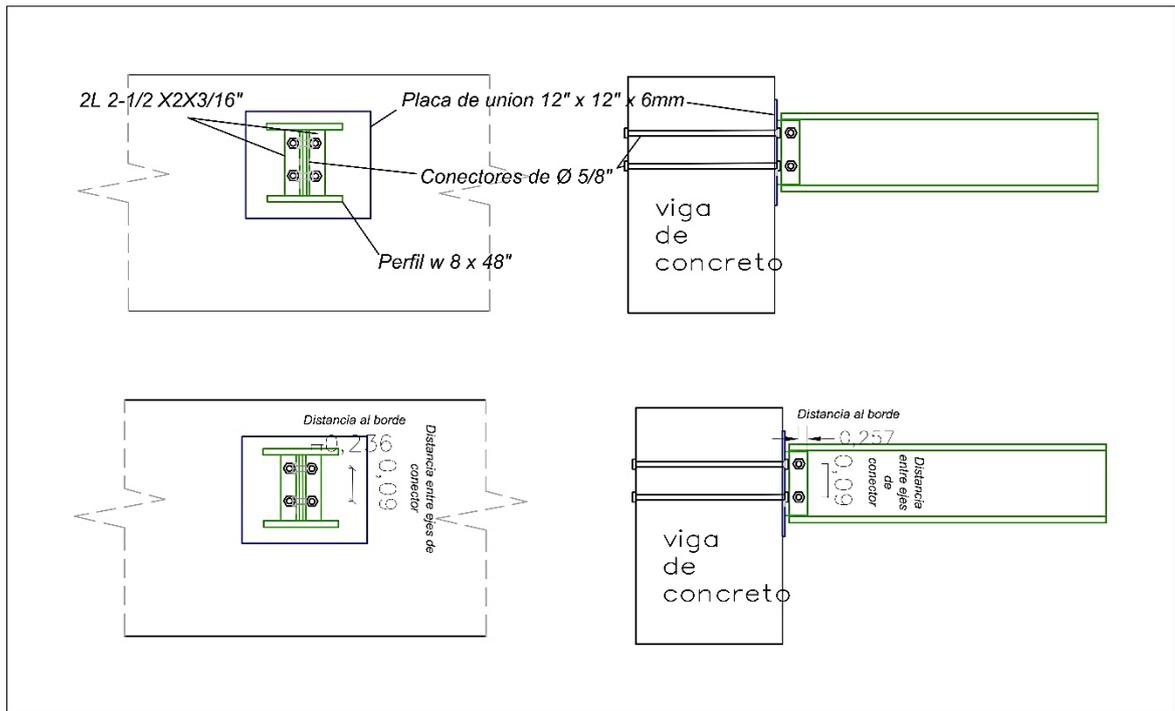


Figura 131. Ubicación de la plancha de unión y conexiones. Tomado de “Diseño estructural en acero”, por L. Zapata, Lima, Universidad Nacional de Ingeniería Editorial, 1991.

En el diseño se debe tener las siguientes consideraciones:

- Todos los miembros que forman parte de la conexión serán diseñados a la cortante 8.33 producida en la viga de acero.

La AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) mencionan:

- Se usará planchas de 6 mm, ya que, si el grosor es mayor, la resistencia de corte en los pernos instalados en la plancha se reducirá.
- La plancha de relleno se usará para el ajuste de la conexión y para la mejor distribución de esfuerzos en la viga de concreto.

Resistencia al corte en los pernos

La AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) mencionan, las conexiones con pernos pretensionados contra superficies de contacto deben ser de clase A o B.

a. Unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto

- Se seleccionará pernos tipo A307 de 5/8" de 6" (15 cm) de largo
- Se colocará dos pernos para conectar cada ángulo

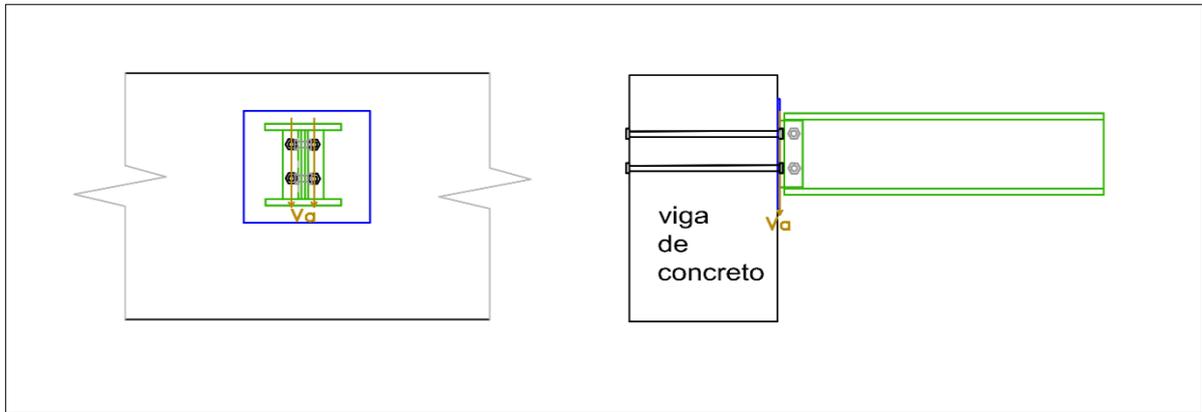


Figura 132. Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.

Datos previos:

$$\phi F_n = 1900 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de corte nominal – Tabla J3.2 - AISC)}$$

$$A_b = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ (Área neta del perno de 5/8")}$$

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

$$\phi R_n = 4 \times (0.75 \times 1900 \times 1.98) = 11286.00 \text{ kg} = 11.29 \text{ Tn}$$

$$11.29 > 8.33 \text{ Tn Si cumple!}$$

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), también se verificará lo siguiente con respecto a la ubicación de los pernos:

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser mayor que 24 veces el espesor del perfil más delgado o 30 cm.

$$S_{max} = 24 \times t - \text{angulo}$$

$$S_{max} = 24 \times 0.48 = 11.43 \text{ cm}$$

$$9.05 \leq 11.43 \text{ cm Si cumple!}$$

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 3 veces el diámetro nominal.

$$S_{min} = 3 \times \text{diametro}$$

$$S_{min} = 3 \times 1.59 = 4.76 \text{ cm}$$

$$4.76 \leq 9.05 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- Distancia mínima al borde para pernos de 5/8" (Tabla J3.4 – AISC)

$$S_{min - borde} = 2.22 \text{ cm}$$

$$2.22 \leq 2.57 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- Distancia máxima al borde será 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 15 cm.

$$S_{max - borde} = 12 \times t - \textit{angulo}$$

$$S_{max - borde} = 12 \times 0.48 = 5.72$$

$$2.57 \leq 5.72 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

4 Conectores 5/8" (2 a cada lado)

b. Unión entre ángulos y viga metálica W

- Se seleccionará pernos tipo A307 de 5/8"
- Colocamos 2 pernos para conectar los dos ángulos al alma del perfil W

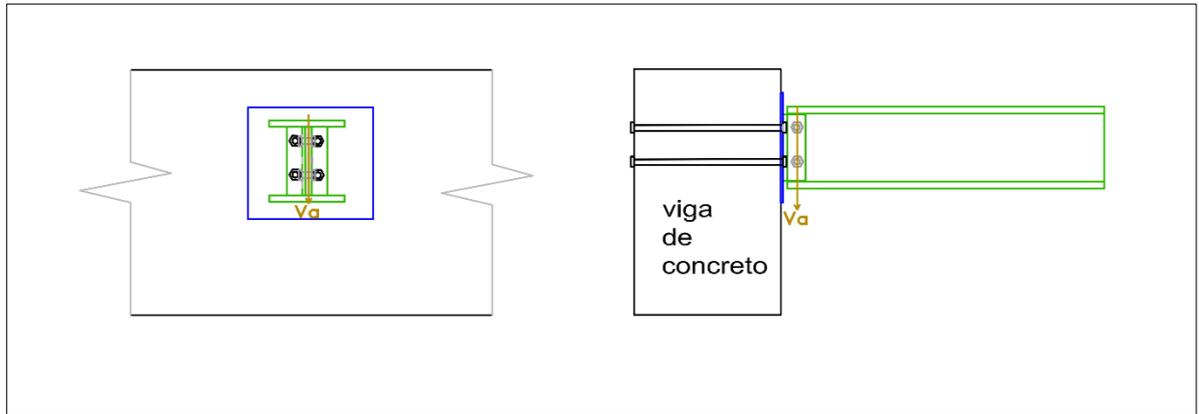


Figura 133. Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.

Datos previos:

$$\phi F_n = 1900 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de corte nominal – Tabla J3.2 - AISC)}$$

$$A_b = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ (Área neta del perno de 5/8")}$$

Cada uno de los dos pernos aportara dos veces su área transversal.

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

$$\phi R_n = 4 \times (0.75 \times 1900 \times 1.98) = 11286.00 \text{ kg} = 11.29 \text{ Tn}$$

$$11.29 > 8.33 \text{ Tn} \text{ Si cumple!}$$

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), también se verificará lo siguiente con respecto a la ubicación de los pernos:

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser mayor que 24 veces el espesor del perfil más delgado o 30 cm.

$$S_{max} = 24 \times t - \text{angulo}$$

$$S_{max} = 24 \times 0.48 = 11.43 \text{ cm}$$

$$6.00 \leq 11.43 \text{ cm} \text{ Si cumple!}$$

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 3 veces el diámetro nominal.

$$S_{min} = 3 \times \text{diametro}$$

$$S_{min} = 3 \times 1.59 = 4.76 \text{ cm}$$

$$4.76 \leq 9.05 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- Distancia mínima al borde para pernos de 5/8" (Tabla J3.4 – AISC)

$$S_{min - borde} = 2.22 \text{ cm}$$

$$2.22 \leq 2.36 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- Distancia máxima al borde será 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 15 cm.

$$S_{max - borde} = 12 \times t - \textit{angulo}$$

$$S_{max - borde} = 12 \times 0.48 = 5.72$$

$$2.36 \leq 5.72 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

2 Conectores 5/8"

Ahora se procede a verificar el bloque de corte en el perfil W y en los ángulos involucrados en la conexión.

Bloque de corte en tracción en los ángulos L 2-1/2x2x3/16

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), para hallar la resistencia a bloque de corte se usará el valor crítico entre siguientes expresiones:

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Donde:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura, acero A-36)}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fluencia, acero A-36)}$$

El valor de U_{bs} por tratarse de esfuerzos uniformes será igual $U_{bs} = 1$

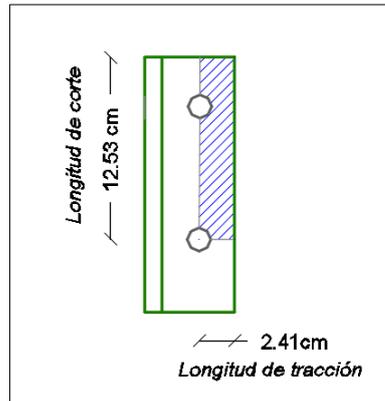


Figura 134. Longitudes de corte y de tracción en los ángulos.

El valor del área neta a tracción A_{nt} se calculará como sigue:

Datos previos:

$$t = 0.48 \text{ cm (Espesor del ángulo)}$$

$$L_{st} = 2.41 \text{ cm (Longitud de tracción)}$$

$$L_{agr} = 1.75 \text{ cm (Longitud total del agujero del conector)}$$

Descontando los 0.5 agujeros tenemos:

$$A_{nt} = t \times (L_{st} - 0.5 \times L_{agr})$$

$$A_{nt} = 0.48 \times (2.41 - 0.5 \times 1.75) = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para los dos ángulos} = 2 \times 1.15 = 2.30 \text{ cm}^2$$

El valor del área neta a corte A_{gv} se calculará como sigue:

Datos previos:

$$t = 0.48 \text{ cm (Espesor del ángulo)}$$

$$L_{sl} = 12.53 \text{ cm (Longitud de corte)}$$

$$A_{gv} = t \times L_{sl} = 17.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 0.48 \times 12.53 = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para los dos ángulos} = 2 \times 5.97 = 11.94 \text{ cm}^2$$

El valor del área neta a corte A_{nv} se calculará como sigue:

Datos previos:

$$t = 0.48 \text{ cm (Espesor del ángulo)}$$

$$L_{sl} = 12.53 \text{ cm (Longitud de corte)}$$

$$L_{agr} = 1.75 \text{ cm (Longitud total del agujero del conector)}$$

Descontando los 1.5 agujeros obtenemos.

$$A_{nv} = t \times (L_{sl} - 1.5 \times L_{agr})$$

$$A_{nv} = 0.48 \times (12.53 - 1.5 \times 1.75) = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para los dos ángulos} = 2 \times 4.72 = 9.44 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 4080 \times 9.44 + 1 \times 4080 \times 2.30) = 21811.05 \text{ kg} = 21.81 \text{ Tn}$$

No controla la resistencia!

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 2530 \times 11.94 + 1 \times 4080 \times 9.44) = 18067.25 \text{ kg} = 18.07 \text{ Tn}$$

Controla la resistencia!

$$18.07 > 8.33 \text{ Tn} \text{ Si cumple!}$$

Resistencia de aplastamiento y de desgarre en perforaciones de pernos en los ángulos L 2-1/2x2x3/16

Según la norma AISC 360-16 (8), la resistencia de aplastamiento disponible en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento y de desgarre se determinará como el menor valor de las siguientes expresiones:

- Resistencia de aplastamiento

$$R_n = 3.0 \times d \times t \times F_u R_n$$

- Resistencia de desgarre

$$R_n = 2.5 \times l_c \times t \times F_u$$

Datos previos:

$$d = 1.59 \text{ cm (diámetro del conector)}$$

$$t = 0.48 \text{ cm (Espesor del ángulo)}$$

$l_c = 2.6 \text{ cm (Distancia libre en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y borde de la perforación adyacente o borde del material)}$

- Resistencia de aplastamiento

$$R_n = 3.0 \times 1.59 \times 0.48 \times 4080 = 13881.02 = 13.88 \text{ Tn } \textit{Controla la resistencia!}$$

- Resistencia de desgarre

$$R_n = 2.5 \times 2.6 \times 0.48 \times 4080 = 19021.00 = 19.02 \text{ Tn } \textit{No controla la resistencia!}$$

Por lo tanto, se compara el valor crítico que es el de aplastamiento con la cortante actuante:

$$13.88 > 8.33 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Después de haber mostrado completamente el proceso de diseño se muestra la estructuración final para entrepiso con el sistema de placa colaborante.

DISEÑO - PLACA COLABORANTE (1er y 2do PISO)

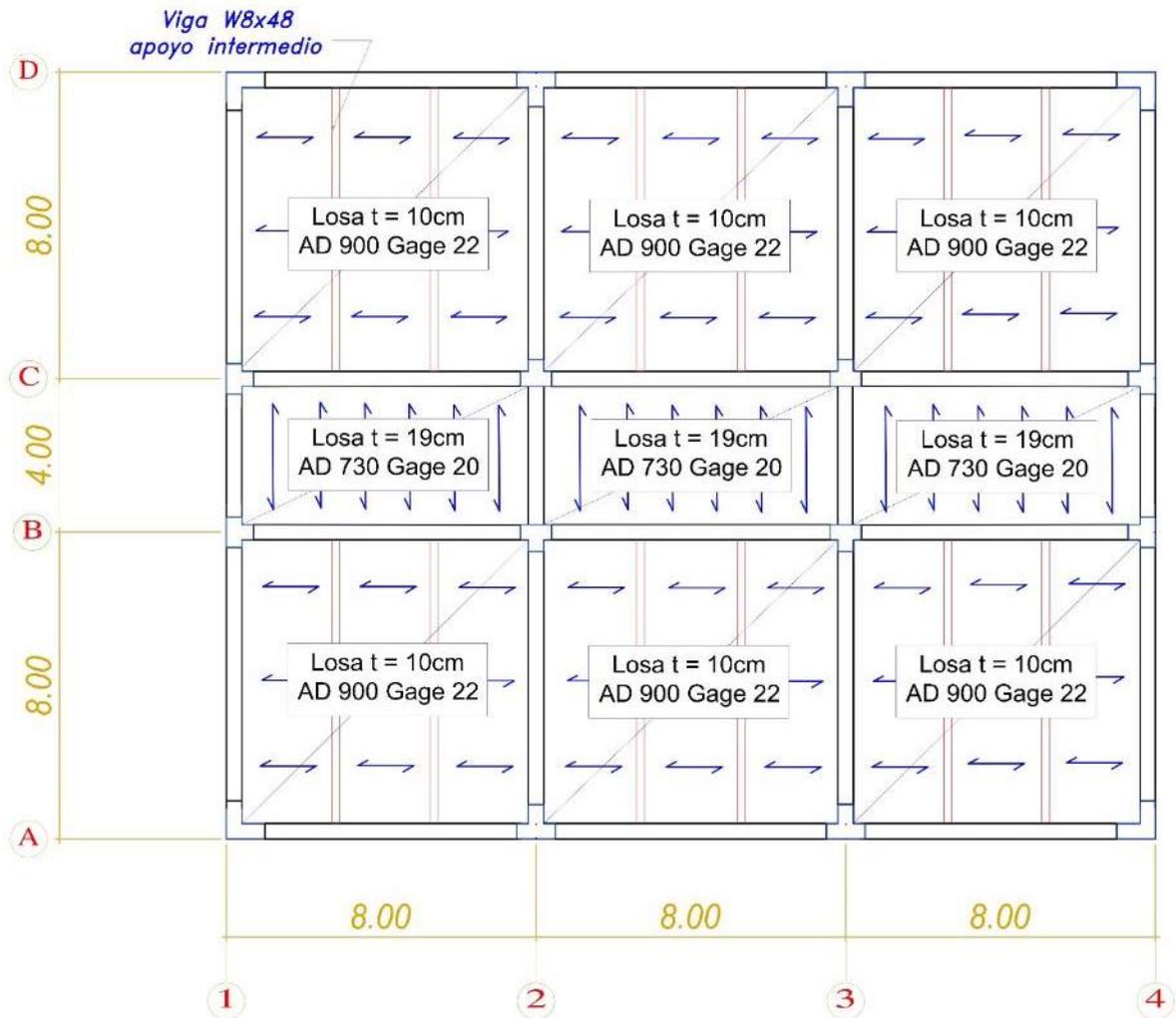


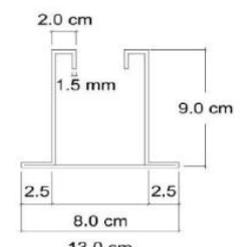
Figura 135. Diseño final del sistema de placa colaborante acero Deck.

4.1.2. Diseño del sistema de viguetas metálicas Vigacero

A continuación, se presenta el diseño detallado para el caso ubicado en los ejes 1-4, A-B, ubicado en el auditorio del último nivel, con una sobrecarga de 300 kg/m². Siendo las dimensiones finales, **losa de t= 35cm con viguetas @ 69cm.**

Tabla 44

Propiedades de la vigueta Vigacero.

 <p>Vigueta VIGACERO $F_y(\text{min})=2530 \text{ Kg/cm}^2$ $F_y(\text{max})=3000 \text{ Kg/cm}^2$ Acero estructural conformado según especificaciones ASTM A653, ASTM A1008, ASTM A1011 grado 37 AISI / SAE 1015</p>	
<p>ESPECIFICACIONES DE LA VIGUETA</p>	<p>ESPESOR 1.5 mm (Nominal)</p>
<p>MEDIDAS (cm) (+/- 0.8cm)</p>	<p>$h = 9 \text{ cm}$ $b = 13 \text{ cm}$</p>
<p>Peso (kg/m)</p>	<p>4.86</p>
<p>Rendimiento</p>	<p>180 m²/día</p>
<p>Luz máxima entre apoyos</p>	<p>8 m</p>
<p>Área</p>	<p>6 cm²</p>
<p>Esfuerzo de fluencia mínimo (F_y)</p>	<p>2530 kg/cm²</p>
<p>Esfuerzo de fractura mínimo (F_u)</p>	<p>3726 kg/cm²</p>
<p>Momento de inercia alrededor del eje centroidal horizontal (I_x)</p>	<p>74.37 cm⁴</p>
<p>Momento elástico de la sección respecto a la fibra superior (S_{xt})</p>	<p>12.96 cm³</p>
<p>Momento elástico de la sección respecto a la fibra inferior (S_{xb})</p>	<p>22.78 cm³</p>
<p>Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior</p>	<p>3.26 cm</p>

Nota: Tomado de “Manual Técnico Vigacero. Sistema constructivo aprobado por el Ministerio de Vivienda”, por SENCICO. Lima, 2014.

Resumen de cargas aplicadas para cada etapa de diseño

Se presenta el siguiente resumen para el mejor y más rápido entendimiento del proceso de diseño.

Tabla 45

Cargas aplicadas a cada etapa de diseño de la losa.

Procedimiento	Carga Aplicada
Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto	CM + C. Temporal (100kg/m ²)
Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles.	CM + C. Temporal (100kg/m ²)
Diseño por flexión en el sistema compuesto método de esfuerzos admisibles.	CM + CV (Cargas de gravedad)
Diseño por flexión método de la resistencia última	1.4 CM + 1.7 CV
Diseño por fuerza cortante	1.4 CM + 1.7 CV
Diseño por temperatura	-
Deflexiones admisibles en el sistema compuesto	CM + CV (Cargas de gravedad)

Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto

A continuación, se muestran los cuadros de metrados para el análisis de la viga actuando como encofrado.

Tabla 46

Pesos de los componentes de losa por m² @ 69cm - t=35cm.

Pesos de componentes de losa por m² para una separación @ 69cm - t=35cm		
Elemento	Cálculo	Peso kg/m²
Losa superior	2400 kg/m ³ x 0.05m	120
Nervaduras	2400 kg/m ³ x 0.30m x 0.08m / 0.69m	83.48
Viguetas	4.86 kg/ml / 0.69m	7.04
Poliestireno	1.0m x 0.60m x 0.30m x 15 / 0.69m	3.91

Tabla 47

Metrado de la losa compuesta cargas con el concreto no endurecido.

LOSA COMPUESTA – Vigacero Ejes 1-4, A-B (Encofrado)			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Cargas consideradas			
Losa superior	120	0.69	82.80
Nervaduras	83.48	0.69	57.60
Viguetas	7.04	0.69	4.86
Poliestireno	3.91	0.69	2.70
Cargas temporales de construcción	100	0.69	69.00
		∑ Total	216.96 kg/m = 0.22t/m

Datos previos:

$$L_{sd} : 7.40 \text{ m}$$

$Wd_{sd} : 216.96 \text{ kg/m}$ (Carga distribuida sobre la placa actuando como encofrado)

$$E_s : 2100000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Módulo de elasticidad del acero)}$$

$$I_{sd} : 74.37 \text{ cm}^4 \text{ (Inercia de la placa colaborante)}$$

a. Deflexión admisible:

Para el cálculo de la deflexión máxima para la vigueta metálica actuando como encofrado se usa la siguiente formula:

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ cm. ó } 1.9 \text{ cm. (el que sea menor).}$$

$$\delta_{adm} = \frac{7.4m \times 100}{180} = 4.11 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se seleccionará **1.9 cm** como deflexión admisible máxima

b. Deflexión calculada en la vigueta

Primero analizaremos las deflexiones en el encofrado sin ningún apoyo intermedio con la luz libre total de 7.4m

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times 100} \dots \text{para condicion de tres tramos o más}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times 216.96 \times (7.4 \times 100)^4}{2100000 \times 74.37 \times 100} = 30.18 \text{ cm.}$$

$$30.18 \text{ cm} > \delta_{adm} = 1.9 \text{ cm. no cumple!}$$

Al no cumplir el requisito de deflexión admisible y al probar un apoyo intermedio y tampoco cumplir con dicha condición, procederemos a colocar apoyos a cada tercio de la luz libre teniendo una luz de L_{sd} : 2.47 m y teniendo como deflexión máxima 1.37cm.

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times 216.96 \times (2.47 \times 100)^4}{2000000 \times 74.37 \times 100} = 0.37 \text{ cm.}$$

$$0.37 \text{ cm} < \delta_{adm} = 1.37 \text{ cm. ¡ Sí, cumple!}$$

Por lo tanto, las viguetas metálicas por sí solas no serán suficientes para trabajar como encofrado, se necesitará apuntalamiento a cada “tercio de la luz libre”. A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de las deflexiones críticas en todos los tramos:

Tabla 48

Cálculo de deflexiones en el sistema no compuesto.

Deflexiones en el sistema no compuesto				
Tramo	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4	TRAMO B-C
Luz libre (m)	7.40	7.60	7.40	3.60
Apuntalamiento	1/3	1/3	1/3	1/2
Luz libre entre puntales (m)	2.47	2.53	2.47	1.80
Deflex. Admisible δ_{adm} (cm)	1.37	1.41	1.37	1.00
Deflex. Calculada δ_{cal} (cm)	0.37	0.41	0.37	0.08
$\delta_{adm} > \delta_{cal}$	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>

Diseño por flexión en el sistema no compuesto método de esfuerzos admisibles.

Se calcularán los esfuerzos producidos en la placa metálica actuando como encofrado.

Datos previos

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la fluencia)

$L_{sd} = 7.40 \text{ m}$ (luz libre de la losa)

$S_{psd} = 12.96 \text{ cm}^3/\text{m}$ (módulo de Sección Superior)

$S_{nsd} = 22.68 \text{ cm}^3/\text{m}$ (módulo de Sección Inferior)

$W_{dsd} = 216.96 \text{ kg/m}$ (carga muerta por unidad de longitud)

$W_{wsd} = 100 \times 0.69 = 69 \text{ kg/m}$ (carga distribuida 100 kg/m)

a. Esfuerzos admisibles en la vigueta metálica:

Para ambos casos, esfuerzos negativos y positivos, los esfuerzos máximos admisibles son:

$$f_{adm} = 0.60 \times F_y$$

$$f_{adm} = 0.60 \times 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

b. Esfuerzos en la vigueta metálica:

Para una condición de tres tramos y un ancho tributario de 69 cm, se tomarán los siguientes valores:

Para el momento positivo se tomará como valor crítico el mayor de los siguientes:

$$M_{sd}^+ = 0.096x(Wd_{sd} + W_{wsd})xL_{sd}^2 \dots \text{para condicion de tres tramos o más}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096x(147.96 + 69)x2.47^2 = 127.07kg.m$$

Y para el momento negativo el mayor valor de los siguientes:

$$M_{sd}^- = 0.117x(Wd_{sd} + W_{wsd})xL_{sd}^2 \dots \text{para condicion de tres tramos o más}$$

$$M_{sd}^- = 0.117x(147.96 + 69)x2.47^2 = 154.87kg.m$$

Del análisis de ambos casos obtuvimos los siguientes momentos máximos:

Momento positivo:

$$M_{sd}^+ = 127.07 kg.m$$

Momento negativo:

$$M_{sd}^- = 154.87 kg.m$$

Hallamos los esfuerzos en la viga metálica usando el módulo de sección proporcionado por el fabricante:

Para el momento positivo:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} x 100$$

$$f^+ = \frac{127.07}{12.96} x 100 = 980.48$$

$$980.48 \leq f_{adm} = 1518 kg/cm^2 \text{ ¡ Sí, cumple!}$$

Para el momento negativo:

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} x 100$$

$$f^- = \frac{154.87}{22.78} x 100 = 679.84$$

$$679.84 \leq f_{adm} = 1518 kg/cm^2 \text{ ¡ Sí, cumple!}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de los esfuerzos en todos los tramos:

Tabla 49

Cálculo de esfuerzos en el sistema no compuesto.

Esfuerzos en el sistema no compuesto				
Tramo	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4	TRAMO B-C
Luz libre total (m)	7.4	7.6	7.4	3.6
Luz libre entre puntales (m)	2.47	2.53	2.47	1.80
Momento positivo máximo (t.m)	0.13	0.13	0.13	0.06
Momento negativo máximo (t.m)	0.15	0.16	0.15	0.08
Módulo de sección superior Spsd (cm³)	12.96	12.96	12.96	12.96
Módulo de sección inferior Snsd (cm³)	22.78	22.78	22.78	22.78
Esfuerzo Admisible (kg/cm²)	1518	1518	1518	1518
Esfuerzo superior (kg/cm²)	980.48	1028.70	980.48	448.34
Esfuerzo inferior (kg/cm²)	679.84	713.27	679.84	332.12
Esfuerzo adm. > Esfuerzos calc.	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>

Diseño por flexión método de la resistencia última

El diseño para los refuerzos por flexión se realizará para cada vigueta formada por las viguetas metálicas Vigacero.

a. Metrado de carga última

El metrado se realiza para una vigueta de 69 cm de ancho tributario.

Tabla 50

Metrado de la losa compuesta-carga última

LOSA COMPUESTA-VIGACERO, EJES 1-2, A-B (ENCOFRADO)			
Carga Muerta			
Elemento	Peso unitario (P. U)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Losa superior	120	0.69	82.8
Nervaduras	83.48	0.69	57.6
Viguetas	7.04	0.69	4.86
Poliestireno	3.91	0.69	2.7
Piso terminado	100	0.69	69
		Σ Total (Wm)	216.96
Carga Viva			
Auditorio	300	0.69	207
		Σ Total (Wv)	207
Carga última de diseño			
$W_u = 1.4 W_m + 1.7 W_v$		655.64 kg/m = 0.65 t/m	

b. Análisis estructural para carga última

Para el análisis estructural se usarán los coeficientes de ACI, además se tendrán las siguientes consideraciones:

- Los coeficientes de ACI incluyen el efecto por alternancia de carga viva
- Los coeficientes considerados en los apoyos extremos $wl^2/24$, son producto del monolitismo entre vigas y losa.

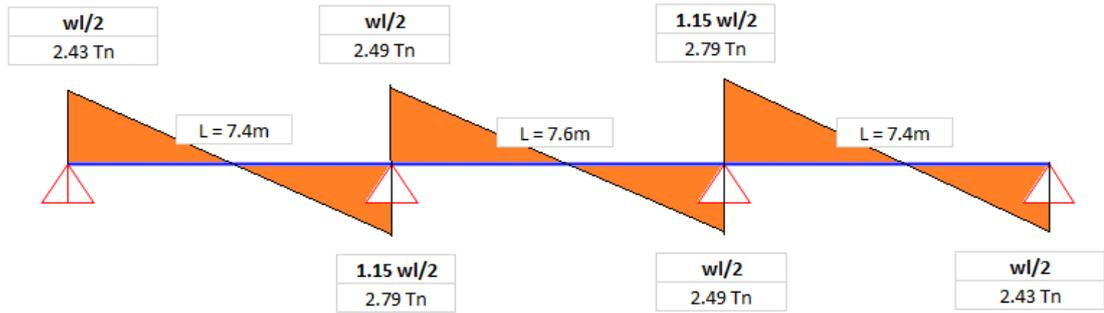


Figura 136. Diagrama de fuerza cortante-carga última.

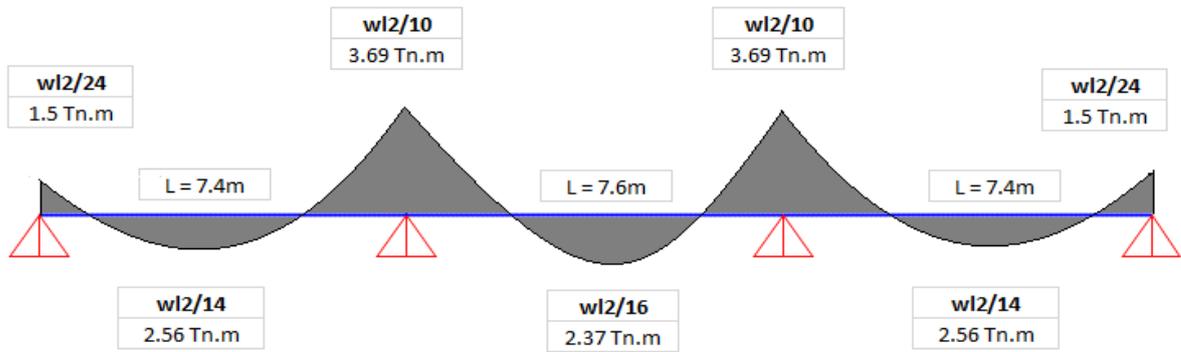


Figura 137. Diagrama de momento flector-carga última.

c. Vigüeta en el sistema Vigacero

Para el diseño de flexión de las vigüetas se muestra la siguiente sección típica (Figura 131).

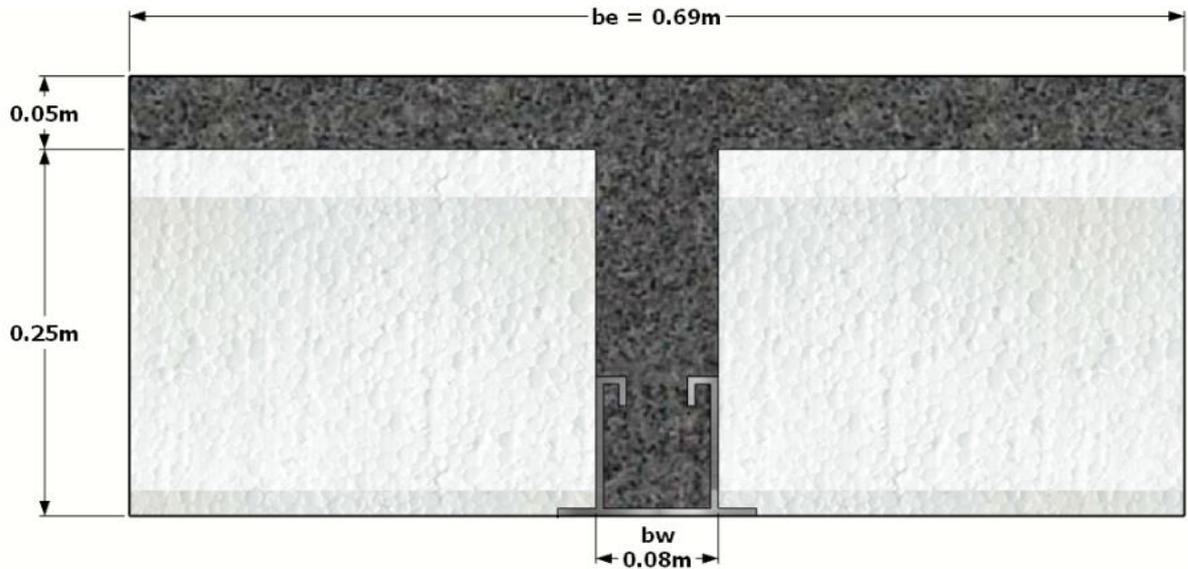


Figura 138. Vigueta en el sistema Vigacero.

d. Diseño refuerzo negativo

Datos previos:

$M_a = 3.69 \text{ t.m}$ (Momento negativo por carga última)

$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$ (Peralte efectivo)

$b_w = 8 \text{ cm}$ (Ancho de análisis)

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto)

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia máxima a la fluencia del acero)

Hallamos el área de refuerzo con la fórmula de cuantía mecánica nombrada en (41), para las 3.66 t.m

$$\rho = \frac{f'_c}{F_y} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times M_a \times 10^5}{0.9 \times f'_c \times b_w \times d^2}} \right)$$

$$\rho = \frac{210}{4200} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 3.66 \times 100000}{0.9 \times 210 \times 8 \times 32^2}} \right) = 0.0142$$

Hallamos el acero negativo requerido:

$$A_s^- = 0.0142 \times 8 \times 32 = 3.64 \text{ cm}^2$$

Requerimiento de acero mínimo:

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente formula:

$$A_{smin}^- = 2 \times A_{smin}^+ (\text{para un } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2) = 2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{F_y} \times b_w \times d$$

$$2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 8 \times 31.74 = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin}^- = 1.23 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, de refuerzo negativo:

Se colocará 3 Ø 1/2"

e. Diseño refuerzo positivo

Datos previos:

$M_a^+ = 2.56 \text{ t.m}$ (momento positivo por carga última)

$A_{s_{sd}} = 6 \text{ cm}^2$ (acero proporcionado por la vigueta metálica)

$d = 31.74 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$b = 69 \text{ cm}$ (ancho de análisis)

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la fluencia del acero de la placa colaborante)

Hallamos el área de refuerzo con la fórmula de cuantía mecánica nombrada en (41), para los 2.56 t.m

$$\rho = \frac{f'c}{F_y} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times M_a \times 10^5}{0.9 \times f'c \times b_w \times d^2}} \right)$$

$$\rho = \frac{210}{2530} \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 2.56 \times 100000}{0.9 \times 210 \times 69 \times 31.74^2}} \right) = 0.0164$$

Hallamos el acero positivo requerido:

$$As^+ = 0.0164 \times 31.74 \times 69 = 3.59 \text{ cm}^2$$

Requerimiento de acero mínimo:

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente formula:

$$Asmin^+ \left(\text{para un } fy = 2530 \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{Fy} \times bw \times d$$

$$\frac{0.7 \times \sqrt{210}}{2530} \times 8 \times 31.74 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$As_{sd} (\text{Acero proporcionado por la vigueta metálica}) = 6 > 3.59 \text{ cm}^2$$

Entonces:

La vigueta metálica cubre el área de acero requerida

A continuación, se presentan cuadros con el cálculo de refuerzo negativo y positivo en todos los tramos:

Tabla 51

Cálculo de refuerzo negativo en el sistema compuesto.

Diseño refuerzo negativo(-)				
Tramo	TRAMO 1 y 4	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO C y D
Momento actuante (t.m)	1.50	3.69	3.69	0.33
ρ requerida	0.00516	0.01435	0.01435	0.00396
As requerido (cm²)	1.29	3.67	3.67	0.54
As min (cm²)	1.23	1.23	1.23	0.65
As colocado (cm²)	1.29	3.87	3.87	0.71
As colocado	1 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 1/2"	1 \emptyset 3/8"

Tabla 52

Cálculo de refuerzo positivo en el sistema compuesto.

Diseño refuerzo positivo (+)				
Tramo	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4	TRAMO C-D
Momento actuante (t.m)	2.56	2.37	2.56	1.06
ρ requerida	0.00164	0.00152	0.00164	0.00201
As requerido (cm²)	3.59	3.32	3.59	2.85
As proporcionado x vig. metálica (cm²)	6.00	6.00	6.00	6.00
As min (cm²)	1.02	1.02	1.02	0.54
As adicional requerido (cm²)	0.00	0.00	0.00	0.00
As colocado (cm²)	6.00	6.00	6.00	6.00
As colocado	La vigueta metálica cubre el área de acero requerida!			

f. Corte de acero

Siguiendo las indicaciones de la norma E.060 (22), para los aceros de refuerzo negativos y positivos en la losa se presentarán los siguientes cortes:

Tabla 53

Corte de acero negativo y positivo en la losa con el sistema Vigacero.

Corte de acero en la losa aligerada	Dist, apoyo 1 - corte teórico (m)	Dist, apoyo 2 - corte teórico (m)	Dist, apoyo 1 - corte práctico (m)	Dist, apoyo 2 - corte práctico (m)
Luces de 7.6 m y 7.4 m (Entre ejes 1 y 4)				
Tramo 1				
Acero negativo	1.27 (1 Ø 1/2")	1.07 (1 Ø 1/2")	1.30 (1 Ø 1/2")	1.10 (1 Ø 1/2")
Acero negativo	-	1.36 (1 Ø 1/2")	-	1.40 (1 Ø 1/2")
Acero negativo	-	2.13 (1 Ø 1/2")	-	2.10 (1 Ø 1/2")
Acero positivo	0.41 (1 Ø 3/8")	0.79 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")	0.80 (1 Ø 3/8")
Tramo 2				
Acero negativo	1.07 (1 Ø 1/2")	-	1.10 (1 Ø 1/2")	-
Acero negativo	1.36 (1 Ø 1/2")	-	1.40 (1 Ø 1/2")	-
Acero negativo	2.13 (1 Ø 1/2")	-	2.10 (1 Ø 1/2")	-
Acero positivo	0.79 (1 Ø 3/8")	0.79 (1 Ø 3/8")	0.80 (1 Ø 3/8")	0.80 (1 Ø 3/8")
Tramo 3				
Acero negativo	1.07 (1 Ø 1/2")	1.27 (1 Ø 1/2")	1.10 (1 Ø 1/2")	1.30 (1 Ø 1/2")
Acero negativo	1.36 (1 Ø 1/2")	-	1.40 (1 Ø 1/2")	-
Acero negativo	2.13 (1 Ø 1/2")	-	2.10 (1 Ø 1/2")	-
Acero positivo	0.79 (1 Ø 3/8")	0.41 (1 Ø 3/8")	0.80 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")
Luces de 3.6 m (Entre ejes C y D)				
Tramo 1				
Acero negativo	0.61 (1 Ø 1/2")	0.61 (1 Ø 1/2")	0.60 (1 Ø 1/2")	0.60 (1 Ø 1/2")

- **Diseño por fuerza cortante**

Hallamos la resistencia al corte de las viguetas con la siguiente formula:

$$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times Ac$$

Datos previos:

$$d = 35 - 2.5 = 32.5 \text{ cm (Peralte efectivo para resistencia a corte)}$$

$$b = 8 \text{ cm (Ancho de vigueta)}$$

$$Ac = 52.20 \text{ cm}^2 \text{ (Área de concreto resistente al corte)}$$

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo a compresión del concreto)}$$

$$V_u = \phi V_n = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 8 \times 32.5 = 1.87 \text{ Tn}$$

$$V_u = 1.87 < 2.79 \text{ Tn } \textit{no cumple!}$$

La resistencia al corte del área de la vigueta no será suficiente para las 2.79 t de fuerza cortante actuante, se realizará un retiro alternado de bloquetas usando bloquetas de menor espesor (15 cm), teniendo un peralte efectivo (20-2.5=17.5cm).

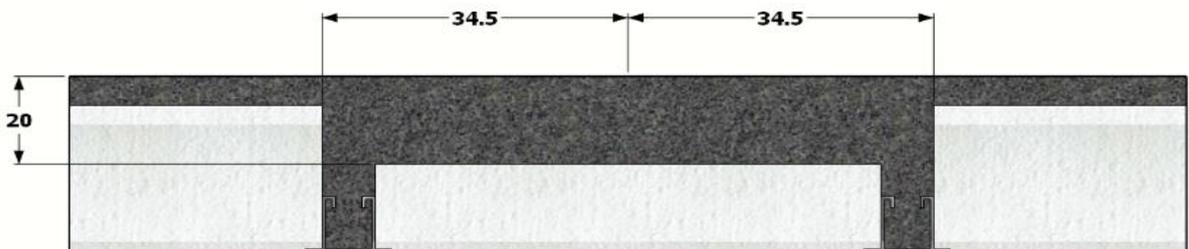


Figura 139. Sección resistente al corte con retiro alternado de bloquetas.

Hallamos la resistencia al corte con el retiro alternado de bloquetas

$$V_u = \phi V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 34.5 \times 17.5 = 4.33 \text{ Tn}$$

$$V_u = 4.33 \geq 2.79 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

Hallamos la longitud de retiro de bloquetas de poliestireno de la siguiente manera:

$$\text{Longitud de retiro} = \frac{(V_a - V_u)}{q_u}$$

Datos previos:

$$V_a = 2.79 \text{ t (Fuerza cortante actuante)}$$

$$V_u = 1.87 \text{ t (Fuerza cortante resistente sin retiro de bloquetas)}$$

$$q_u = 0.65 \text{ t.m (Carga última distribuida)}$$

$$\frac{(2.79 - 1.87)}{0.65} = 1.41 \approx 1.50\text{m}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el diseño por fuerza cortante en todos los tramos:

Tabla 54

Cálculo de fuerza cortante en el sistema compuesto.

Diseño por fuerza cortante				
Tramo	TRAMOS Ejes 1 y 4	TRAMOS Ejes 2 y 3 (1.15wl/2)	TRAMOS Ejes 2 y 3 (wl/2)	TRAMO Ejes B y C
Fuerza actuante (t)	2.43	2.79	2.49	1.17
Fuerza resistente vigueta (t)	1.87	1.87	1.87	0.83
Condición requerida	Retiro alternado de bloquetas *bloquetas colocadas h=15cm	Retiro alternado de bloquetas *bloquetas colocadas de h=15cm	Retiro alternado de bloquetas *bloquetas colocadas de h=15cm	Retiro alternado de bloquetas *bloquetas colocadas de h=9cm
Fuerza resistente c/n retiro bloquetas (t)	4.33	4.33	4.33	1.66
Longitud de retiro (m)	1.00	1.50	1.00	0.75
Fuerza resistente > Fuerza actuante	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

- **Diseño por flexión en el sistema compuesto método de esfuerzos admisibles**

Se realiza la comprobación de esfuerzos en la vigueta metálica actuando como sección compuesta junto con la losa de concreto.

a. Análisis estructural para cargas de servicio

Obtenemos el momento máximo positivo para cargas de servicio (**423.96 kg.m**) mediante el método de coeficientes del ACI:

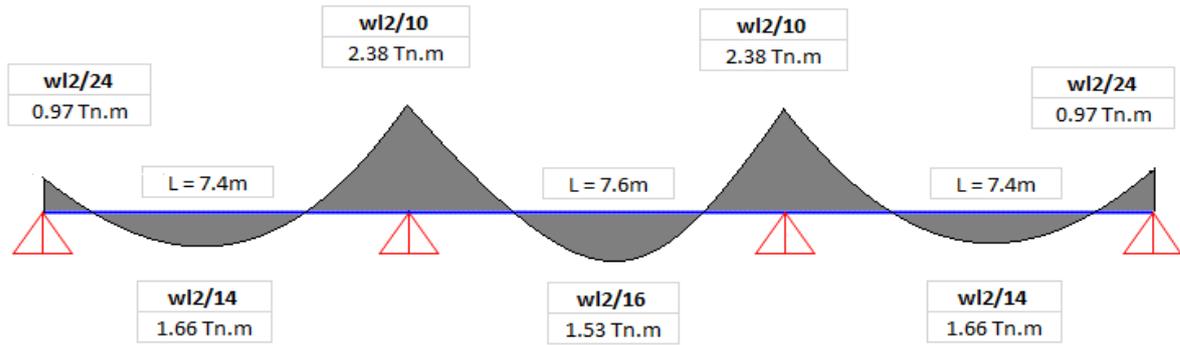


Figura 140. Diagrama de momento flector-carga de servicio.

b. Cálculo del centro de gravedad e inercia efectivas

Hallamos las variables necesarias para el cálculo del Momento de agrietamiento (M_{cr}), Cálculo del centro de gravedad (Y_{cc2}) e inercia de la sección no agrietada o sección bruta (I_g):

Datos previos:

$l = 5 \text{ cm}$ (Peralte de losa superior)

$v = 30 \text{ cm}$ (Peralte de la viga de concreto)

$d = 31.74 \text{ cm}$ (Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad de la viga)

$t = 35 \text{ cm}$ (Peralte total de la losa)

$w = 8 \text{ cm}$ (Ancho de la viga)

$b = 69 \text{ cm}$ (Ancho de análisis)

$s = 69 \text{ cm}$ (Separación entre vigas)

Para el cálculo necesitamos la relación modular entre acero y concreto con la siguiente fórmula:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2100000}{217371} = 9.66$$

Hallamos las variables necesarias para el cálculo del Momento de agrietamiento (M_{cr}), Cálculo del centro de gravedad e inercia de la sección no agrietada:

Cálculo del centro de gravedad de la sección no agrietada:

$$Y_{cc2} = \frac{b \times l \times \left(\frac{l}{2}\right) + w \times v \left(\frac{v}{2} + l\right) + (n-1) \times A_{sd} \times d}{(b \times l) + w \times v + ((n-1) \times A_{sd})}$$

$$Y_{cc2} = \frac{(69 \times 5) \times \frac{5}{2} + 8 \times 30 \left(\frac{30}{2} + 5\right) + (9.66 - 1) \times 6 \times 31.74}{(69 \times 5) + (8 \times 30) + ((9.66 - 1) \times 6)} = 11.48 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección no agrietada:

$$I_g = \left\{ \left(\frac{b \times l^3}{12} \right) + (b \times l) \times \left(Y_{cc2} - \frac{l}{2} \right)^2 \right\} + \left\{ \left(\frac{w \times v^3}{12} \right) + (w \times v) \times \left(t - (0.5 \times v) - Y_{cc2} \right)^2 \right\} + \{ (n-1) \times I_{sd} + (n-1) \times A_{sd} \times (d - Y_{cc2})^2 \}$$

$$I_g = \left\{ \left(\frac{69 \times 5^3}{12} \right) + (69 \times 5) \times \left(11.39 - \frac{5}{2} \right)^2 \right\} + \left\{ \left(\frac{8 \times 30^3}{12} \right) + (8 \times 30) \times \left(35 - (0.5 \times 30) - 11.39 \right)^2 \right\} + \{ (9.66 - 1) \times 74.36 + (9.66 - 1) \times 6 \times (31.74 - 11.39)^2 \} = 88472.99 \text{ cm}^4$$

Para hallar el momento de agrietamiento se usa la siguiente formula:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_{cc2}}$$

Para hallar la variable f_r para un f'_c de 210 kg/cm² se usa la siguiente expresión:

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

El momento de agrietamiento será:

$$M_{cr} = \frac{28.98 \times 88472.99}{23.52} = 109018.23 \text{ kg.cm} = 1.09 \text{ Tn.m}$$

Comparamos el momento de agrietamiento con el momento actuante

$$M_{cr} = 1.09 < 1.66 \text{ Tn.m}$$

El momento de agrietamiento es menor al momento actuante. Por lo tanto, usamos la inercia de la sección agrietada como inercia efectiva (**$I_e=I_c$**).

Cálculo del centro de gravedad de la sección agrietada:

$$Y_{cc1} = \frac{-(l x b + n x A_s - l x w) + \sqrt{(l x b + n x A_s - l x w)^2 - 4 x \frac{w}{2} x \left(\frac{l^2 x w}{2} - \frac{l^2 x b}{2} - n x A_{sd} x d \right)}}{w}$$

$$Y_{cc1} = \frac{-(5 x 69 + 9.66 x 6 - 5 x 8) + \sqrt{(5 x 69 + 9.66 x 6 - 5 x 8)^2 - 4 x \frac{8}{2} x \left(\frac{5^2 x 69}{2} - \frac{5^2 x 8}{2} - 9.66 x 6 x 31.74 \right)}}{8}$$

$$= 6.68 \text{ cm}$$

Cálculo de la inercia de la sección agrietada:

$$I_c = \frac{b x l^3}{12} + b x l x \left(Y_{cc1} - \frac{l}{2} \right)^2 + \frac{w x (Y_{cc1} - l)^3}{3} + n x I_{sd} + n x A_{sd} x (d - Y_{cc1})^2$$

$$I_c = \frac{69 x 5^3}{12} + 69 x 5 x \left(6.73 - \frac{5}{2} \right)^2 + \frac{8 x (6.73 - 5)^3}{3} + 9.66 x 74.36 + 9.66 x 6 x (31.74 - 6.73)^2$$

$$= 43880.38 \text{ cm}^4$$

Obtenemos el módulo de sección inferior:

$$S_{inf} = \frac{I_e}{t - Y_{cg}}$$

$$S_{inf} = \frac{43880.38}{35 - 6.68} = 1549.35 \text{ cm}^3$$

c. **Esfuerzos en la viga:**

Hallamos los esfuerzos en la viga en la losa actuando como sección compuesta de la siguiente manera:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{S_{p_{sd}}} \times 100$$

Datos previos:

$M_{max+} = 1.66 Tn.m = 1660 kg.m$ (Momento positivo máximo por cargas de gravedad)

$$f^+ = \frac{1660}{1549.35} \times 100 = 107.14$$

$$107.14 \leq f_{adm} = 1518 \frac{kg}{cm^2} \text{ si cumple!}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de los esfuerzos en todos los tramos:

Tabla 55

Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.

Esfuerzos en el sistema compuesto				
Tramo	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4	TRAMO B-C
Momento positivo máximo - Ma (t.m)	1.66	1.53	1.66	0.68
C.g. agrietado Ycc2 (cm)	11.48	11.48	11.48	4.97
Inercia no agrietada Ig (cm4)	88472.99	88472.99	88472.99	13257.28
Mcr	1.09	1.09	1.09	0.32
Condición de agrietamiento	Ma>Mcr Agrietado	Ma>Mcr Agrietado	Ma>Mcr Agrietado	Ma>Mcr Agrietado
Inercia efectiva Ie	Ie = Ic	Ie = Ic	Ie = Ic	Ie = Ic
C.g. no agrietado Ycc1 (cm)	6.68	6.68	6.68	3.72
Inercia agrietada Ic (cm4)	43880.38	43880.38	43880.38	7979.62
Módulo de sección inferior S+ (cm3)	1549.35	1549.35	1549.35	600.83
Esfuerzo admisible (kg/cm2)	1518	1518	1518	1518
Esfuerzo inferior (kg/cm2)	107.14	98.75	107.14	113.53
Esfuerzo admisible >Esfuerzo inferior	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

- **Diseño de refuerzo por temperatura**

Se realizará el diseño por temperatura usando la siguiente formula:

$$AsT^{\circ} = 0.0018x b x e$$

Datos previos:

$b = 100 \text{ cm}$ (Ancho de análisis en la losa superior)

$e = 5.00 \text{ cm}$ (Espesor de la losa superior)

$$AsT^{\circ} = 0.0018x100x5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Como resultado obtenemos aceros de 6mm @ 30cm, pero el espaciamiento máximo es menor, **S_{max}= 5e= 25cm**. Por lo tanto:

Se colocará \varnothing 6mm @ 25 cm en ambas direcciones.

- **Deflexiones admisibles en el sistema compuesto**

Se realiza la comprobación de deflexiones en la losa actuando como sección compuesta junto con la vigueta metálica.

Datos previos:

$$L = 7.40 \text{ m (Luz libre)}$$

$$E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Módulo de elasticidad del concreto)}$$

$$I_e = 43880.38 \text{ cm}^4 \text{ (Inercia efectiva)}$$

a. Deflexión máxima admisible

Para el cálculo de la deflexión máxima admisible en la losa compuesta se usa la siguiente formula:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} \times 100$$

$$\Delta_{adm} = \frac{7.40}{360} \times 100 = 2.0556 \text{ cm}$$

b. Deflexiones inmediatas:

Para tramos continuos hallamos la deflexión inmediata con la siguiente formula:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{E_c \times I_{ef}} [M_+ - 0.1(M_i + M_d)] \times 10^6$$

Datos previos:

De la envolvente de momentos por cargas de servicio obtenemos:

$$M_+ = 240 \text{ kg.m (Momento positivo actuante)}$$

$$M_i = 110 \text{ kg.m (Momento negativo izquierdo)}$$

$$M_d = 260 \text{ kg.m (Momento negativo derecho)}$$

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} \times \frac{7.40^2}{217370 \times 43880.38} [0.24 - 0.1(0.11 + 0.26)] \times 10^6 = 0.7924 \text{ cm}$$

c. Deflexiones diferidas:

Para calcular la deflexión diferida se usará la siguiente formula:

$$\Delta_{LT} = \lambda \times \Delta'_{st}$$

Hallamos la variable lambda de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'}$$

Datos previos:

$\xi = 2$ (Valor para un tiempo mayor a 5 años)

$\rho' = 0.0018$ (Cuantía del acero en compresión en la sección central para tramos simples).

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0018} = 1.8349$$

$$\Delta_{LT} = 1.83 \times 0.7924 = 1.4539 \text{ cm}$$

Sumamos la deflexión inmediata y diferida para hallar la deflexión total:

$$\Delta_{total} = 0.7924 + 1.4539 = 2.2463 \text{ cm}$$

$$2.2463 \geq \Delta_{adm} = 2.0556 \text{ cm } \textit{no cumple!}$$

Ya que la deflexión total es mayor que la deflexión admisible se procederá a colocar un acero de refuerzo positivo adicional de 3/8" para aumentar la inercia efectiva ($I_e = 48119.40 \text{ cm}^4$).

a. Deflexiones inmediatas:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{48} \times \frac{7.40^2}{217370 \times 48119.40} [0.24 - 0.1(0.11 + 0.26)] \times 10^6 = 0.7226 \text{ cm}$$

b. Deflexiones diferidas:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0018} = 1.8349$$

$$\Delta_{LT} = 1.83 \times 0.7924 = 1.3259 \text{ cm}$$

Sumamos ambas deflexiones para hallar la deflexión total:

$$\Delta_{total} = 0.7226 + 1.3259 = 2.0485 \text{ cm}$$

$$2.0485 \leq \Delta_{adm} = 2.0556 \text{ cm } \textit{si cumple!}$$

Por lo tanto, los tramos ubicados entre los ejes 1-2 y 3-4 tendrán un refuerzo positivo adicional de 3/8" para controlar las deflexiones.

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo de las deflexiones críticas en todos los tramos:

Tabla 56

Cálculo de esfuerzos en el sistema compuesto.

Deflexiones en el sistema compuesto				
Tramo	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4	TRAMO C-D
Luz libre (m)	7.40	7.60	7.40	3.60
Deflexión inmediata Δ'_{ST} (cm)	0.7226	0.0148	0.7226	0.3446
ρ'	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Λ	1.8349	1.8349	1.8349	1.8349
Deflexión diferida Δ_{LT} (cm)	1.3259	1.2199	1.3259	0.6323
Deflexión admisible Δ_{ADM} (cm)	2.0556	2.0556	2.0556	1.0000
Deflexión total Δ_{TOTAL} (cm)	2.0485	1.0704	2.0485	0.9769
$\Delta_{ADM} > \Delta_{TOTAL}$	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>

Después de haber mostrado completamente el proceso de diseño se muestra la estructuración final para entepiso con el sistema de viguetas metálicas.

DISEÑO - VIGACERO (1er y 2do PISO)

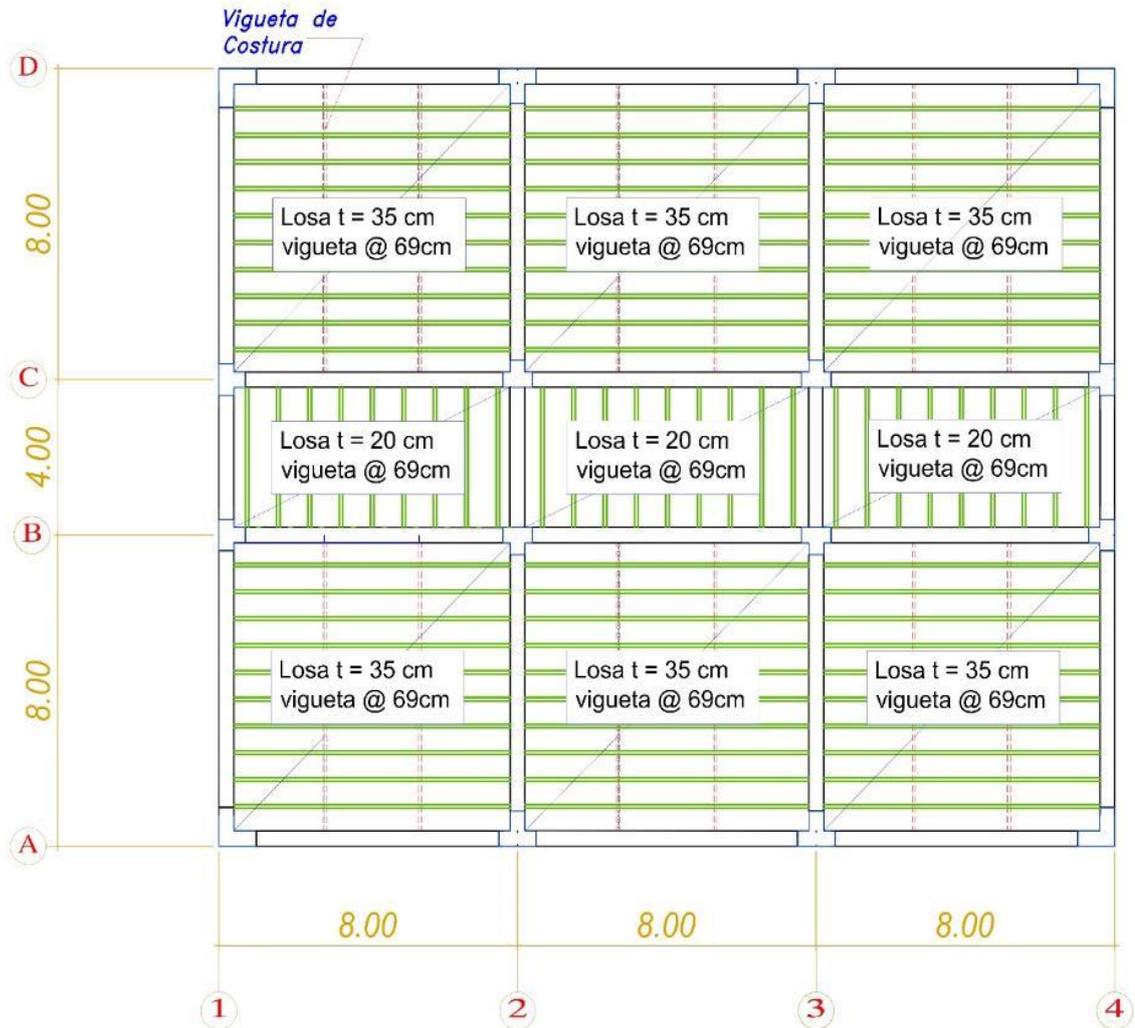


Figura 141. Diseño final del sistema de viguetas metálicas Vigacero.

Tabla 57

Metrado de la losa aligerada-carga última

4.1.3. Diseño del sistema de losas aligeradas con vigas intermedias de concreto

El diseño del sistema tradicional de sistema de losas aligeradas con vigas intermedias se hace con fines ilustrativos y se presentará de forma resumida.

4.1.3.1 Diseño de la losa aligerada

a. *Metrado de carga última*

- *La losa aligerada para una luz de 3.6m será de 17 cm de peralte.*
- *El ancho tributario para el diseño de las viguetas será de 40 cm*

LOSA ALIGERADA			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Peso propio	280.00	0.40	112
Piso terminado	100	0.40	40
∑ Total (W_m)			152
Carga Viva			
Auditorio	300	0.40	120
∑ Total (W_v)			120
Carga última de diseño			
$W_u = 1.4 W_m + 1.7 W_v$		416.80 kg/m = 0.42t/m	

b. *Análisis estructural*

Para el análisis estructural se usarán los coeficientes de ACI, además se tendrán las siguientes consideraciones:

- Los coeficientes de ACI incluyen el efecto por alternancia de carga viva.
- Los coeficientes considerados en los apoyos extremos $wl^2/24$, son producto del monolitismo entre vigas y losa.

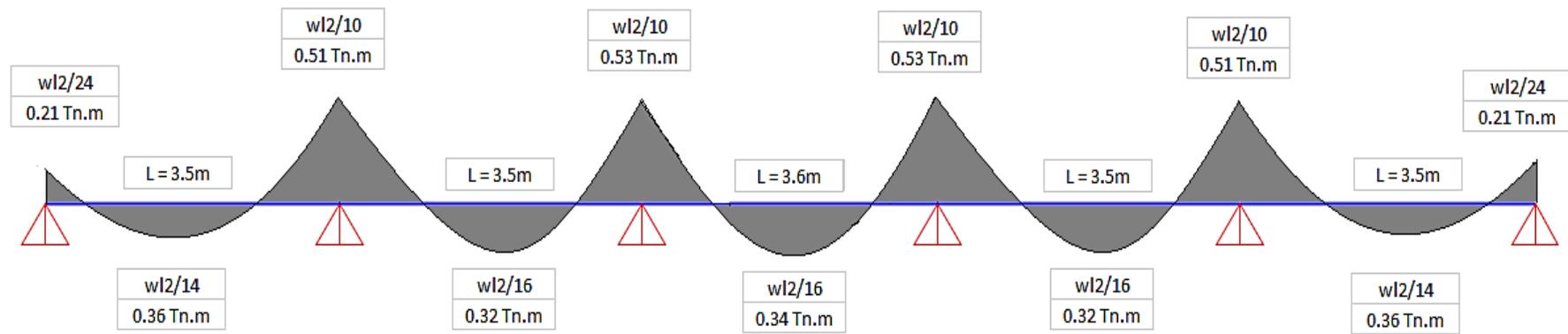


Figura 142. Diagrama de momento flector-carga última.

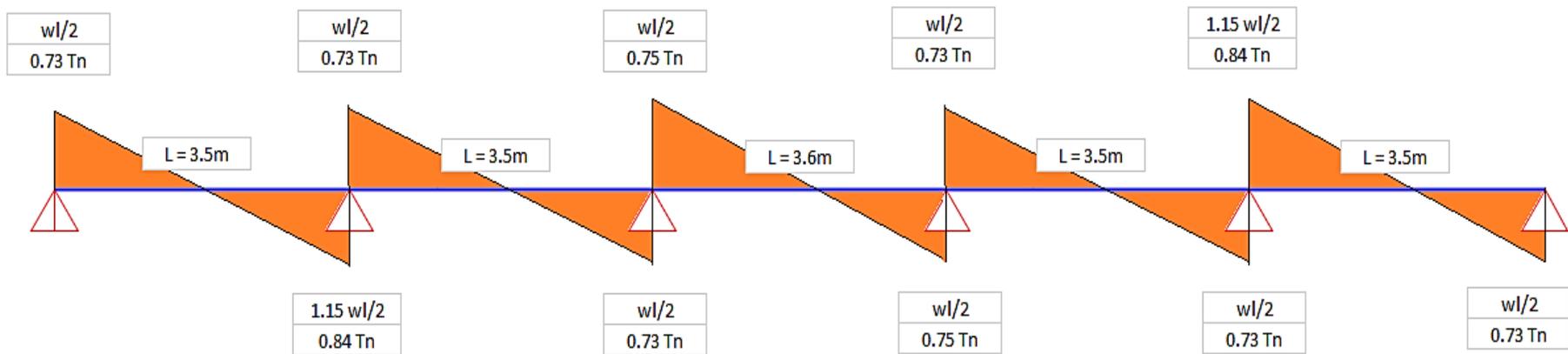


Figura 143. Diagrama de fuerzas cortante-carga última

a. Diseño refuerzo negativo

Datos previos:

$$d = 17 - 3 = 7 \text{ cm (Peralte efectivo)}$$

$$bw = 40 \text{ cm (Ancho de análisis)}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia a la compresión del concreto)}$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia máxima a la fluencia del acero)}$$

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente fórmula para hallar el requerimiento de acero negativo mínimo:

$$As_{min}^- = 2 \times As_{min}^+ \text{ (para un } fy = 4200 \text{ kg/cm}^2) = 2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{Fy} \times bw \times d$$

$$2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{Fy} \times bw \times d = 2 \times \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 14 = 0.68 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo del refuerzo para todos los tramos:

Tabla 58

Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.

Diseño refuerzo negativo (-)			
Tramo	TRAMO A y D	TRAMO A' Y C'	TRAMO B y C
Momento actuante (t.m)	0.21	0.46	0.49
ρ requerida	0.00298	0.00681	0.00725
As requerido (cm²)	0.42	0.95	1.01
As min (cm²)	0.68	0.68	0.68
As colocado (cm²)	0.71	1.13	1.13
As colocado	1 \emptyset 3/8"	1 \emptyset 12mm	1 \emptyset 12mm

b. Diseño refuerzo positivo

Datos previos:

$$d = 17 - 3 = 7 \text{ cm (Peralte efectivo)}$$

$$bw = 40 \text{ cm (Ancho de análisis)}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia a la compresión del concreto)}$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia máxima a la fluencia del acero)}$$

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente fórmula para hallar el requerimiento de acero positivo mínimo:

$$As_{min}^+ \left(\text{para un } fy = 2530 \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{Fy} \times bw \times d$$

$$\frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 14 = 0.34 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo del refuerzo para todos los tramos:

Tabla 59

Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.

Diseño refuerzo positivo (+)			
Tramo	TRAMO A-A' Y C'-D	TRAMO A'-B Y C-C'	TRAMO B-C
Momento actuante (t.m)	0.36	0.32	0.34
ρ requerida	0.00125	0.00109	0.00116
As requerido (cm2)	0.70	0.61	0.65
As min (cm2)	0.34	0.34	0.34
As colocado (cm2)	0.71	0.71	0.71
As colocado	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"

c. Corte de acero

Siguiendo las indicaciones de la norma E.060 (22), para los aceros de refuerzo negativos y positivos en la losa se presentarán los siguientes cortes:

Tabla 60

Corte de acero negativo y positivo en la losa aligerada.

Corte de acero en la losa aligerada	Dist. apoyo 1 - corte teórico (m)	Dist. apoyo 2 - corte teórico (m)	Dist. apoyo 1 - corte práctico (m)	Dist. apoyo 2 - corte práctico (m)
Tramo 1				
Acero negativo	0.60 (1 Ø 3/8")	1.01 (1 Ø 12mm)	0.60 (1 Ø 3/8")	1.00 (1 Ø 12mm)
Acero positivo	0.20 (1 Ø 3/8")	0.37 (1 Ø 3/8")	0.20 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")
Tramo 2				
Acero negativo	1.07 (1 Ø 12mm)	1.07 (1 Ø 12mm)	1.10 (1 Ø 12mm)	1.10 (1 Ø 12mm)
Acero positivo	0.37 (1 Ø 3/8")	0.37 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")
Tramo 3				
Acero negativo	1.09 (1 Ø 12mm)	1.09 (1 Ø 12mm)	1.10 (1 Ø 12mm)	1.10 (1 Ø 12mm)
Acero positivo	0.39 (1 Ø 3/8")	0.39 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")
Tramo 4				
Acero negativo	1.07 (1 Ø 12mm)	1.07 (1 Ø 12mm)	1.10 (1 Ø 12mm)	1.10 (1 Ø 12mm)
Acero positivo	0.37 (1 Ø 3/8")	0.37 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")
Tramo 5				
Acero negativo	1.01 (1 Ø 12mm)	0.60 (1 Ø 3/8")	1.00 (1 Ø 12mm)	0.60 (1 Ø 3/8")
Acero positivo	0.37 (1 Ø 3/8")	0.20 (1 Ø 3/8")	0.40 (1 Ø 3/8")	0.20 (1 Ø 3/8")

d. Diseño por fuerza cortante

Hallamos la resistencia al corte de las viguetas con la siguiente formula de la E.060 (22):

$$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Datos previos:

$$d = 17 - 2.5 = 14.5 \text{ cm (Peralte efectivo para resistencia a corte)}$$

$$b = 10 \text{ cm (Ancho de vigueta)}$$

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo a compresión del concreto)}$$

Hallamos el área resistente de concreto.

$$Ac = 145.00 \text{ cm}^2 \text{ (Área de concreto resistente al corte)}$$

A continuación, se presenta un cuadro con el diseño por fuerza cortante en todos los tramos:

Tabla 61

Cálculo de fuerza cortante en la losa aligerada.

Diseño por fuerza cortante				
Tramo	TRAMO A y D	TRAMO A' Y C' (1.15wl/2)	TRAMO A' Y C' (wl/2)	TRAMO B y C
Fuerza actuante (t)	0.73	0.84	0.73	0.75
Fuerza resistente vigueta (t)	1.04	1.04	1.04	1.04
Fuerza resistente > Fuerza actuante	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>	<i>¡Sí, cumple!</i>

4.1.3.2 Diseño de la viga intermedia de concreto

a. **Metrado de cargas**

La viga de concreto para una luz de 7.8 m tendrá una base de 40 cm y un peralte de 65 cm.

Tabla 62

Metrado de viga intermedia de concreto-carga última.

VIGA COMPUESTA - VI 2'1, W 8x48 , Ejes 2-3, A-D			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Peso propio viga intermedia de concreto (624 kg/ml)	-	-	624
Losa aligerada, t= 17 cm	280	3.5	980
Piso terminado	100	3.9	390
		∑ Total (Wm)	1994
Carga Viva			
Auditorio	300	3.5	1050
		∑ Total (Wv)	1050
Carga última de diseño			
Wu = 1.2 Wm + 1.6 Wv		4576.60 kg/m = 4.58 t/m	

b. Análisis estructural

Para el análisis estructural se usarán los coeficientes de ACI, además se tendrán las siguientes consideraciones:

- Los coeficientes de ACI incluyen el efecto por alternancia de carga viva.
- Los coeficientes considerados en los apoyos extremos $wl^2/24$, son producto del monolitismo entre viga intermedia y viga principal de apoyo (pórtico).

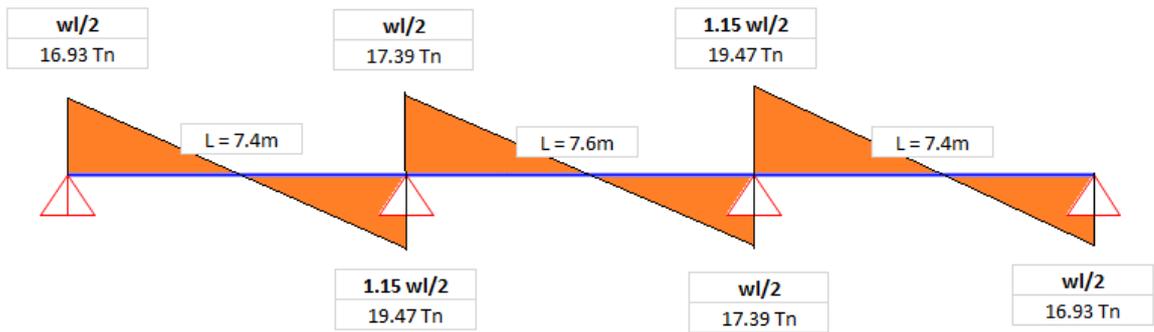


Figura 144. Diagrama de momento flector-carga última.

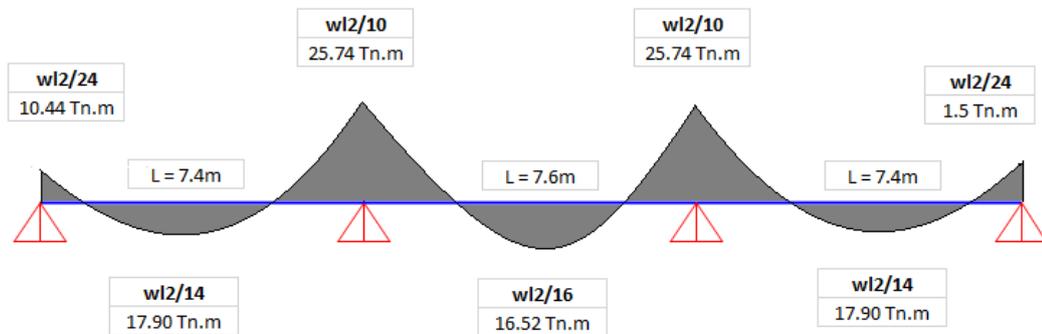


Figura 145. Diagrama de fuerzas cortantes-carga última.

c. Diseño refuerzo negativo y positivo

Datos previos:

$d = 65 - 6 = 59 \text{ cm}$ (peralte efectivo de viga)

$b_w = 40 \text{ cm}$ (ancho de viga)

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia máxima a la fluencia del acero)

Según la E.060 (22), usaremos la siguiente fórmula para hallar el requerimiento de acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{F_y} \times b_w \times d = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 40 \times 59 = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.68 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta un cuadro con el cálculo del refuerzo para todos los tramos:

Tabla 63

Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.

Diseño refuerzo negativo (-)			
Tramo	TRAMO 1 y 4	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3
Momento actuante (t.m)	10.44	25.74	25.74
ρ requerida	0.00203	0.00521	0.00521
As requerido (cm2)	4.80	12.30	12.30
As min (cm2)	5.70	5.70	5.70
As colocado (cm2)	5.97	12.79	12.79
As colocado	3Ø5/8	5Ø5/8 + 1Ø3/4"	5Ø5/8 + 1Ø3/4"

Tabla 64

Cálculo de refuerzo positivo en la losa aligerada.

Diseño refuerzo positivo (+)			
Tramo	TRAMO 1-2	TRAMO 2-3	TRAMO 3-4
Momento actuante (t.m)	17.90	16.52	17.90
ρ requerida	0.00355	0.00327	0.00355
As requerido (cm2)	8.38	7.71	3.59
As min (cm2)	5.70	5.70	5.70
As colocado (cm2)	8.55	8.55	6.00
As colocado	3Ø 5/8" + 2Ø 1/2"	3Ø 5/8" + 2Ø 1/2"	3Ø 5/8" + 2Ø 1/2"

d. Corte de acero

Siguiendo las indicaciones de la norma E.060 (22), para los aceros de refuerzo negativos y positivos en la viga se presentarán los siguientes cortes:

Tabla 65

Corte de acero negativo y positivo en la viga intermedia de concreto.

Corte de acero en la losa aligerada	Dist, apoyo 1 - corte teórico (m)	Dist, apoyo 2 - corte teórico (m)	Dist, apoyo 1 - corte práctico (m)	Dist, apoyo 2 - corte práctico (m)
Tramo 1				
Acero negativo	-	1.36 (2Ø 5/8")	-	1.40 (2Ø 5/8")
Acero negativo	-	0.77 (1Ø 3/4")	-	0.80 (1Ø 3/4")
Acero positivo	1.33 (2Ø 1/2")	1.48 (2Ø 1/2")	1.30 (2Ø 1/2")	1.50 (2Ø 1/2")
Tramo 2				
Acero negativo	1.36 (2Ø 5/8")	1.36 (2Ø 5/8")	1.40 (2Ø 5/8")	1.40 (2Ø 5/8")
Acero negativo	0.77 (1Ø 3/4")	0.77 (1Ø 3/4")	0.80 (1Ø 3/4")	0.80 (1Ø 3/4")
Acero positivo	1.84 (2Ø 1/2")	1.84 (2Ø 1/2")	1.80 (2Ø 1/2")	1.80 (2Ø 1/2")
Tramo 3				
Acero negativo	1.36 (2Ø 5/8")	-	1.40 (2Ø 5/8")	-
Acero negativo	0.77 (1Ø 3/4")	-	0.80 (1Ø 3/4")	-
Acero positivo	1.48 (2Ø 1/2")	1.33 (2Ø 1/2")	1.50 (2Ø 1/2")	1.30 (2Ø 1/2")

e. Diseño por fuerza cortante

Hallamos la resistencia al corte se la sección de concreto con la siguiente formula de la E.060 (22):

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Datos previos:

$$d = 65 - 6 = 59 \text{ cm (Peralte efectivo para resistencia a corte)}$$

$b = 10 \text{ cm}$ (Ancho de vigueta)

$A_c = 145.00 \text{ cm}^2$ (Área de concreto resistente al corte)

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo a compresión del concreto)

Si: $V_a > \phi V_c$

Hallamos la fuerza cortante resistente para el diseño de los estribos.

$$V_s = \frac{V_a}{\phi} - V_c$$

Hallamos la distancia de los estribos de 3/8" como se muestra a continuación.

$$S = \frac{(2 \times A_v) \times F_y \times d}{V_s}$$

Datos previos:

$A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ (Área transversal del acero de 3/8")

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia del acero de estribo)

A continuación, se presenta un cuadro con el diseño por fuerza cortante en todos los tramos:

Tabla 66

Cálculo de fuerza cortante en la losa aligerada.

Diseño por fuerza cortante			
Tramo	TRAMOS Ejes 1 y 4	TRAMOS Ejes 2 y 3 (1.15wl/2)	TRAMOS Ejes 2 y 3 (wl/2)
Fuerza actuante a "d" de la cara de apoyo (t)	14.23	16.77	14.69
Fuerza resistente concreto - Vc (t)	15.41	15.41	15.41
Condición	Va > ∅ Vc	Va > ∅ Vc	Va > ∅ Vc
Fuerza requerida para los estribos - Vs (t)	1.34	4.33	1.88
Separación para estribos de 3/8" (cm)	262.28	81.00	187.69
Separación máxima (cm)	30.00	30.00	30.00
Acero colocado	3/8" @ 0.30m (en todo el tramo)	3/8" @ 0.30m (en todo el tramo)	3/8" @ 0.30m (en todo el tramo)

Después de haber mostrado completamente el proceso de diseño se muestra la estructuración final para entrepiso con el sistema de losas aligeradas.

ESTRUCTURACION - LOSA ALIGERADA (1er y 2do PISO)

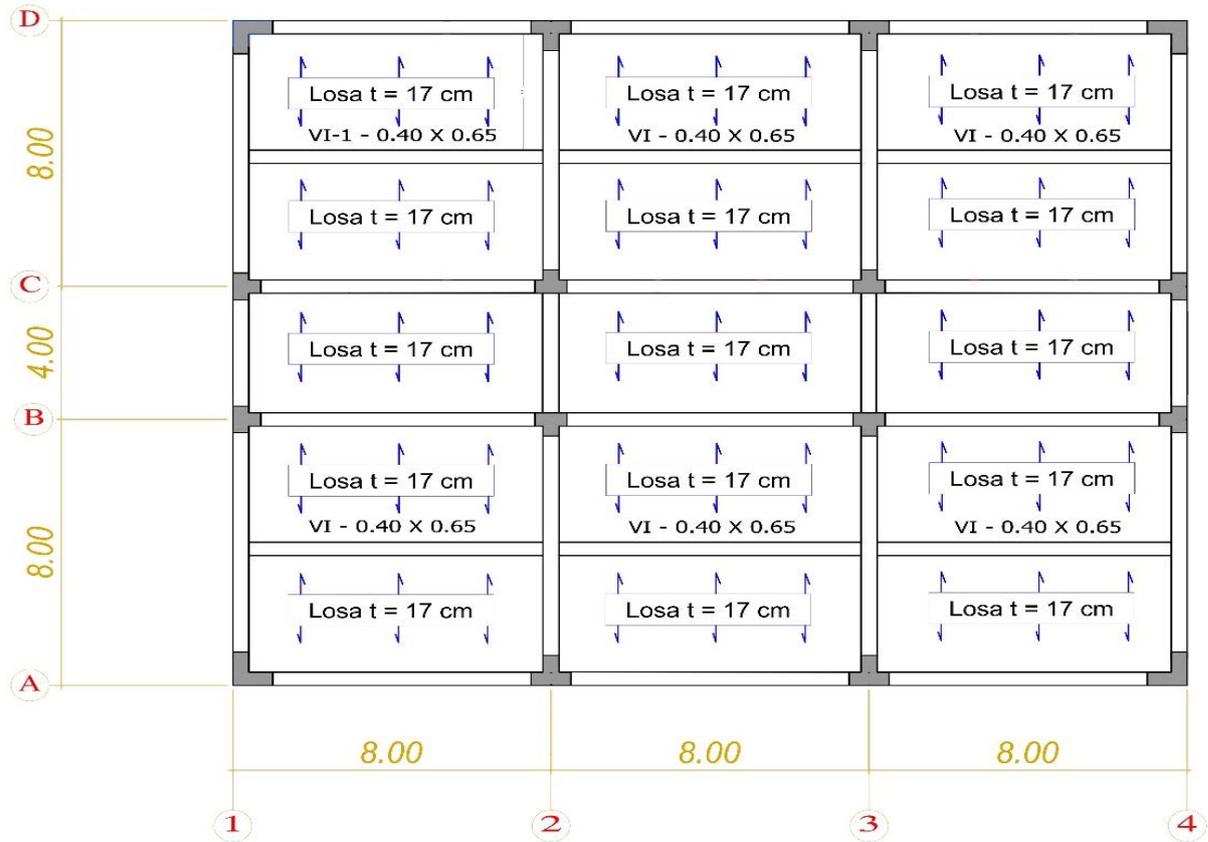


Figura 146. Diseño final del sistema de viguetas metálicas Vigacero.

4.2. Diseño de Techados con Armaduras Reticuladas de Acero

En esta sección se muestra el diseño de las dos alternativas de techado, armadura reticulada con configuración de caída a dos aguas y armadura reticulada con configuración de caída a cuatro aguas.

4.2.1. Diseño de la armadura reticulada con configuración de caída a dos aguas

A continuación, se mostrará el diseño estructural para cada parte del sistema de armaduras reticuladas: armadura principal, viguetas, arriostres y tensores.

4.2.1.1. Armadura Principal

a. *Metrado de cargas*

Sobre la armadura actúan cargas de viento y gravedad que serán idealizadas como cargas puntuales sobre los nodos. A continuación, se muestra una figura con la numeración de cada nodo en la armadura.

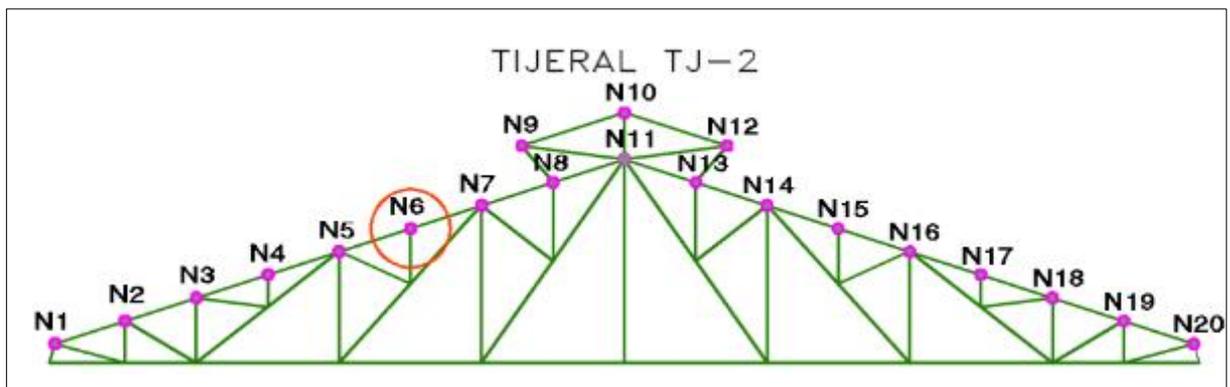


Figura 147. Nodos ubicados en el tijeral.

Cargas de gravedad

Se muestra como el ejemplo el metrado para el nodo central N6, mostrando primero su área tributaria y después las cargas actuantes.

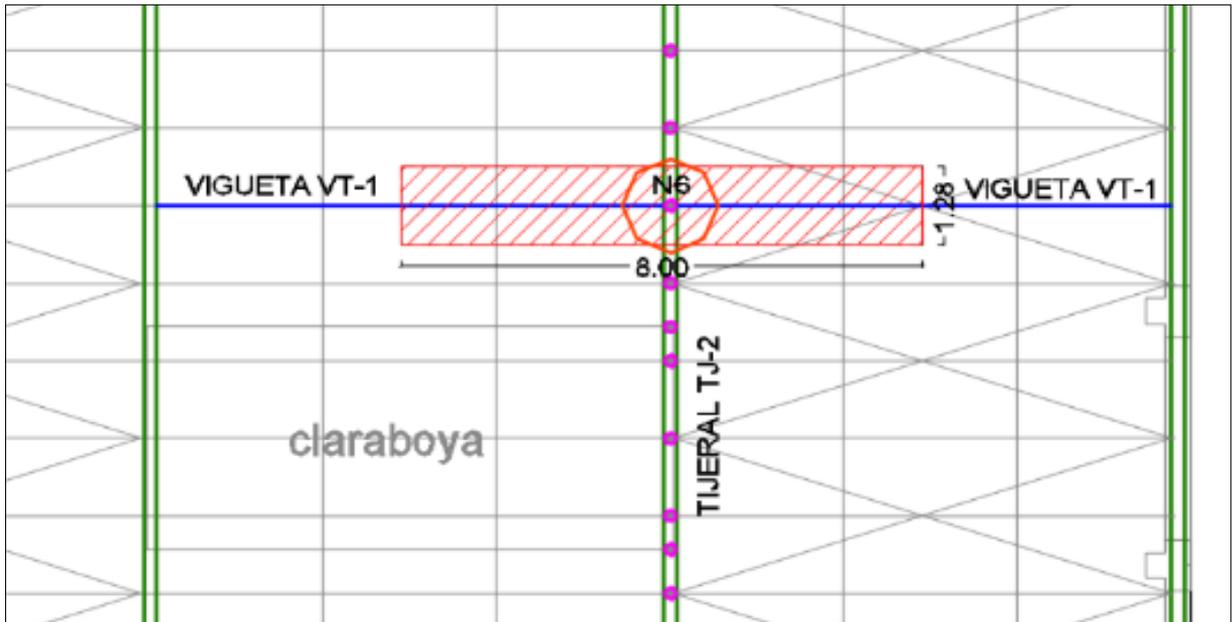


Figura 148. Área tributaria del nodo central en el tijeral.

Se deben considerar las siguientes cargas para el metrado de cargas, se considera una carga aproximada para el peso propio de la armadura (42).

Tabla 67

Metrado de cargas por m² para las armaduras principales.

ARMADURA PRINCIPAL (Nodo central – N6)			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Área tributaria (m²)	Peso (kg/m)
Peso propio	16	10.24	163.84
Cobertura de calaminon (Ficha técnica)	4	10.24	40.96
Luminarias	4	10.24	40.96
Sistema contra incendios	10	10.24	102.4
Extras	2	10.24	20.48
∑ Total (Wc)		368.64 kg = 0.37 Tn	
Carga Viva			
Para techos con cobertura (E 020)	30	10.24	307.2
∑ Total (Wv)		307.20 kg = 0.31 Tn	

A continuación, se presenta un cuadro resumen con áreas tributarias y cargas de gravedad para todos los nodos de la armadura.

Tabla 68

Metrado de cargas de gravedad en la armadura principal en cada nodo.

ARMADURA PRINCIPAL - Cargas de gravedad			
Ubicación	Área tributaria(m²)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
Nodo central (N2,N3,N4,N5,N6,N7,N14,N15,N16,N17, N18,N19)	10.24	0.37	0.31
Nodo extremo (N1,N20)	5.12	0.18	0.15
Claraboya superior – central (N10)	7.36	0.26	0.22
Claraboya superior – extremo (N9,N12)	3.68	0.13	0.11
Claraboya inferior – central (N11)	10.24	0.37	0.31
Claraboya inferior – extremo (N8,N13)	5.12	0.18	0.15

Cargas de viento

La norma E.020 (28) especifica que las cargas de viento se calcularán de la siguiente manera:

Datos previos:

Ubicación del proyecto: El Tambo, Huancayo

v = 65 km/h (Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h – mapa eólico E 020)

h = 14.16 m (Altura media de la armadura ubicada en el tercer nivel)

Hallamos la velocidad de diseño en la altura media de la armadura (h) en km/h

$$\bullet \quad V_h = v * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

$$V_h = 65 * \left(\frac{14.16}{10}\right)^{0.22} = 70.17 \text{ km/h}$$

- *velocidad minima (E. 090) = 75 km/h*

Por lo tanto la velocidad que se usará para el cálculo de la carga exterior del viento será **Vh = 75 km/h**

Hallamos la fuerza del viento

$$Ph = 0.005 \times C \times (Vh)^2$$

Donde "C" es el factor de forma, por ser la armadura una superficie inclinada de 18° de inclinación se tomará las siguientes combinaciones.

Combinación 1

C1 (barlovento)	0.7	-19.69 kg/m2 (Presión)
C1 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m2 (Succión)

Combinación 2

C2 (barlovento)	-0.3	8.43 kg/m2 (Succión)
C2 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m2 (Succión)

A continuación, se presenta un cuadro resumen con las cargas de viento para todos los nodos de la armadura. Cabe resaltar que las cargas de viento actuaran de forma perpendicular a la armadura.

Tabla 69

Metrado de cargas de viento en la armadura principal en cada nodo.

Cargas de viento					
Ubicación	Área tributaria (m²)	C1 Barlovento (t)	C1 Sotavento (t)	C2 Barlovento (t)	C2 Sotavento (t)
Nodo central (N2,N3,N4,N5,N6,N7,N14, N15, N16,N17,N18,N19)	10.24	-0.20	0.17	0.09	0.17
Nodo extremo (N1,N20)	5.12	-0.10	0.04	0.04	0.09
Claraboya superior – central (N10)	7.36	Cx: 0.04; Cz: -0.01		Cx: 0.01; Cz: 0.09	
Claraboya superior – extremo (N9,N12)	3.68	-0.07	0.06	0.03	0.06
Claraboya inferior – extremo (N8,N13)	7.68	-0.15	0.13	0.06	0.13

Notas:

1) En la claraboya en el nodo superior - central, se da la fuerza resultante de barlovento y sotavento y se expresa en la descomposición de esta fuerza en dos direcciones para así insertar estas fuerzas al programa.

2) El signo (-) indica fuerza de presión, mientras (+) fuerza de succión.

b. Análisis estructural

A continuación, se muestran las cargas (t) de cada tipo actuando sobre la armadura

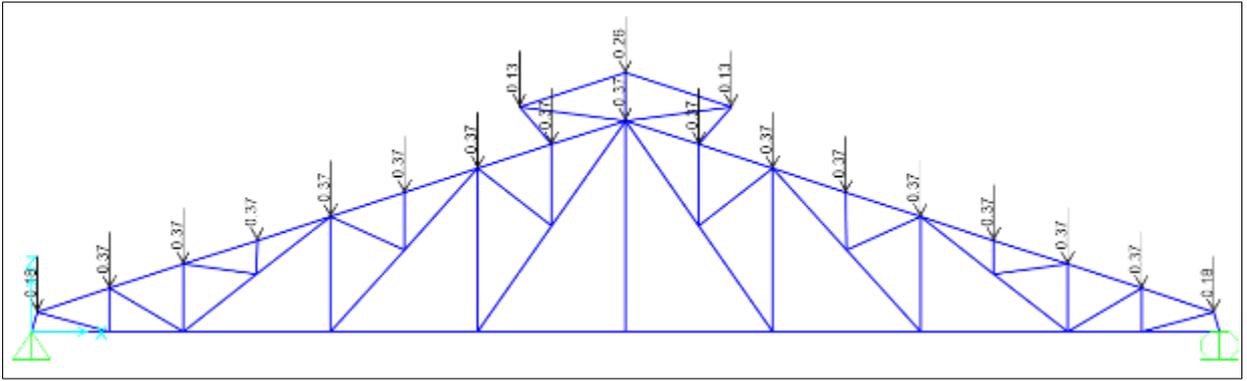


Figura 149. Carga muerta en el tijeral.

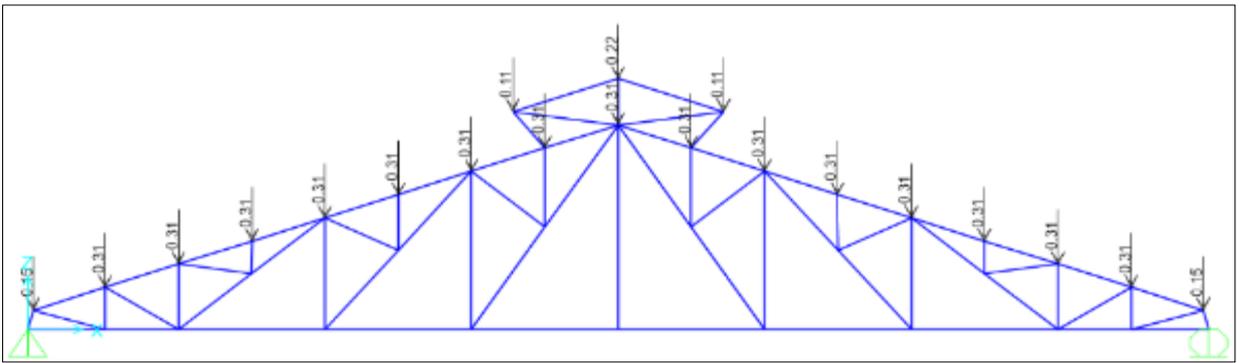


Figura 150. Carga viva en el tijeral.

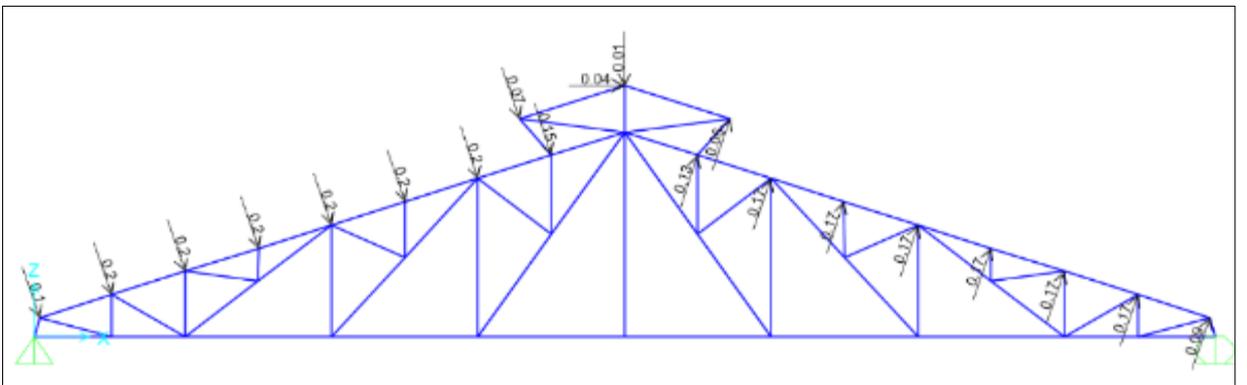


Figura 151. Carga de viento combinación 1.

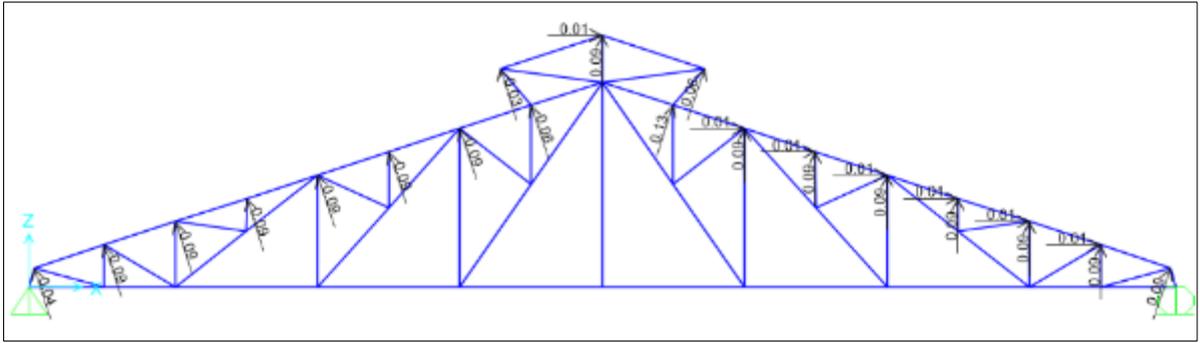


Figura 152. Carga de viento combinación 2.

La E.090 (21), indica que se usarán las siguientes combinaciones según el método “LRFD”:

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

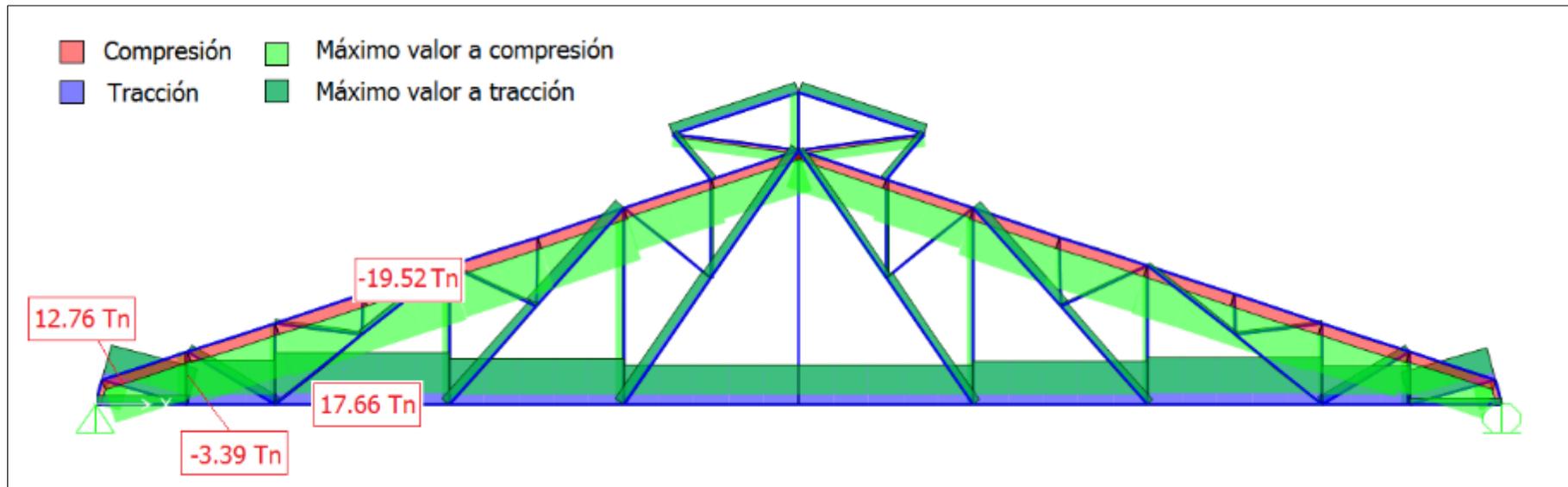
L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

L_r: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

- a) $R_u = 1,4D$
- b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W_1$
- c) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W_2$
- d) $R_u = 1,2D + 1,3W_1 + 0,5L$
- e) $R_u = 1,2D + 1,3W_2 + 0,5L$
- f) $R_u = 0,9D + 1,3W_1$
- g) $R_u = 0,9D + 1,3W_2$

Dando la siguiente envolvente de esfuerzos críticos en la armadura:



Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

Figura 153. Envolvente de fuerzas críticas en la armadura.

En el programa SAP 2000 obtenemos las cargas críticas actuantes en cada tipo de elemento.

Tabla 70

Cargas críticas en la armadura principal.

Cargas críticas - Armadura principal		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida superior	-	-19.5262
Brida inferior	17.6649	-
Diagonales	12.7641	-
Montantes	-	-3.3917

Producto de la combinación de cargas también se obtuvieron las reacciones críticas en los apoyos de la armadura:

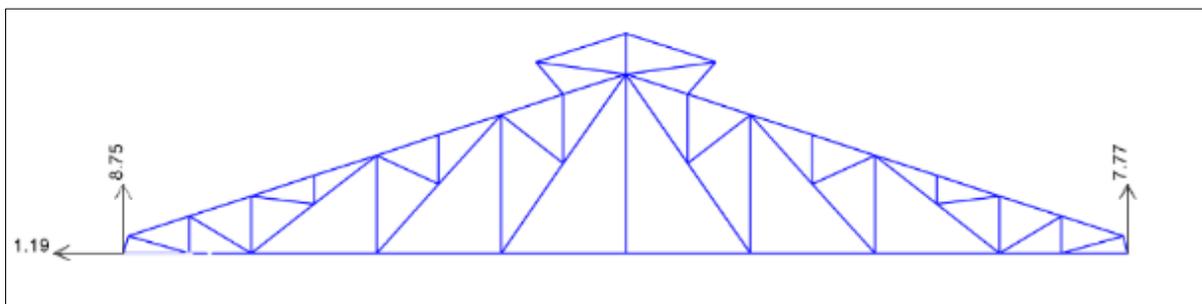


Figura 154. Reacciones críticas en los apoyos de la armadura.

Tabla 71

Reacciones críticas en la armadura principal.

Reacciones críticas-apoyos de la armadura principal		
Ubicación	Horizontal (t)	Vertical (t)
Apoyo Fijo	1.19	8.75
Apoyo Móvil	-	7.77

c. Diseño brida superior

Para la brida superior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración tipo cajón unido por una placa a través de pernos a ambos lados.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a compresión de la brida superior se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida superior.

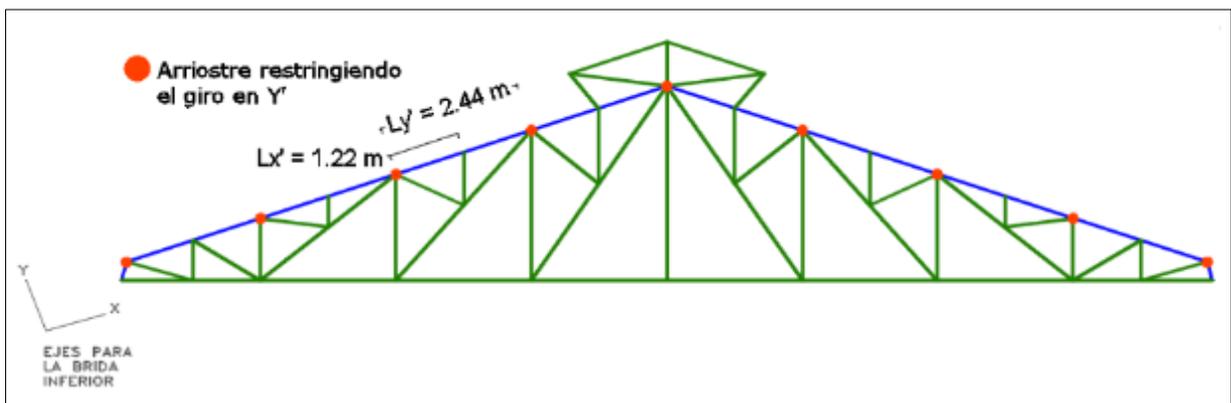


Figura 155. Longitudes sin arriostre de la brida superior.

$$L_x = 1.22\text{ m (Longitud de esbeltez)}$$

$$L_y = 2.44\text{ m (Longitud de esbeltez)}$$

$$K = 1\text{ (Constante de rigidez - elemento doblemente articulado)}$$

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min \ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 * 1.22 * 100}{200} = 0.61cm$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min \ y-y} = \frac{K \times L_y}{200} = \frac{1 * 2.44 * 100}{200} = 1.22cm$$

Según el radio de giro mínimo se seleccionará el perfil **2L 2"x2" x 5/16**

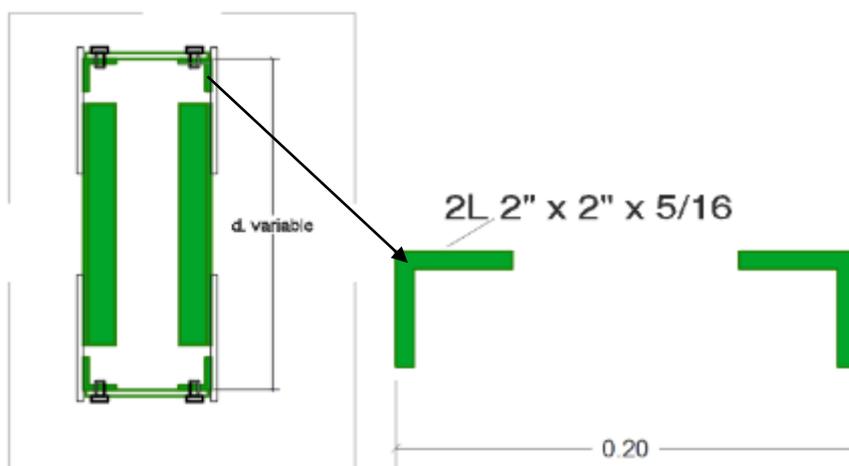


Figura 156. Sección de la brida superior.

$A_g = 14.97 \text{ cm}^2$ (Área total)

$r_x = 1.52 \text{ cm}$ (Radio de giro en x)

$r_y = 1.52 \text{ cm}$ (Radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.98 \text{ cm}$ (Radio de giro en z)

$b = 5.08 \text{ cm}$ (Ancho de ala)

$t = 0.79 \text{ cm}$ (Espesor del ala)

Se verifica la esbeltez del perfil

Tabla 72

Comprobación de esbeltez d la brida superior.

$F_y = 36 \text{ ksi}$	λ	λ_p	Condición	
Ala	$\lambda = \frac{b}{t} = 6.40$	$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.96$	$\lambda < \lambda_p$	No esbelto!

Se verificará el pandeo por flexión en los ejes X, Y y el pandeo por flexotorsión, para hallar el estado límite crítico que controla la resistencia a compresión.

Pandeo por flexión eje X-X

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr}

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 1.22 \times 100}{1.52} = 80.32$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $80.32 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x} \right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(80.32)^2} = 3212.69 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.9 \left(0.658 \frac{4200}{3212.69} \right) 4200 = 1637.63 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 1650.30 \times 14.97 = 24511.567 \text{ kg} = 24.51 \text{ Tn} \text{ *no controla el pandeo!*}$$

Pandeo por flexión eje Y-Y

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_y}{R_y}$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Para conocer el valor de la primera expresión se hallará el radio de giro en Y-Y de la sección compuesta R_y , valor aún desconocido.

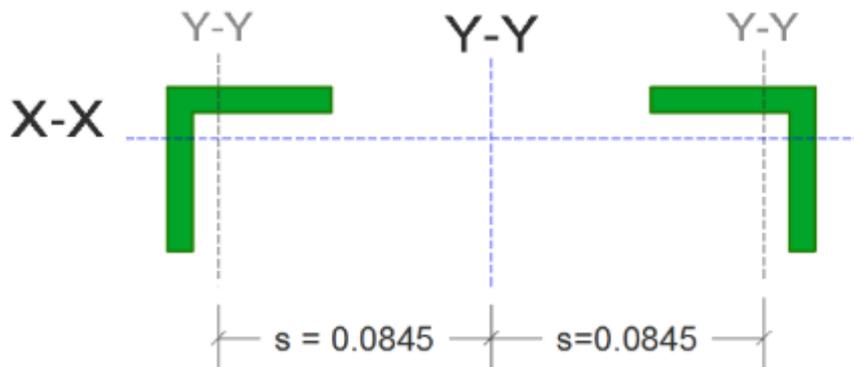


Figura 157. Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida superior.

Datos previos:

$r_y = 1.52 \text{ cm}$ (Radio de giro en y de un solo ángulo)

$s = 8.45 \text{ cm}$ (Distancia del c.g. de un solo ángulo a c.g. de la sección compuesta en Y)

$$R_y = \sqrt{r_y^2 + s^2}$$

$R_y = \sqrt{1.59^2 + 8.45^2} = 8.59 > 1.22 \text{ cm}$ (radio mínimo) **Si cumple!**

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 2.44 \times 100}{8.59} = 28.41$$

Si: $28.41 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x} \right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(112.62)^2} = 25678.88 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.9 \left(0.658 \frac{4200}{25678.88} \right) 4200 = 2185.01 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times Ag$$

$$\phi P_n = 2185.01 \times 14.97 = 32704.63 \text{ kg} = 32.70 \text{ Tn } \textit{no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexotorsión

Se verificará el diseño con **dos hileras de conectores** intermedios ubicados en cada panel (entre la longitud sin arriostrar en el eje x-x de la brida superior).

Datos previos:

$$L_x = 1.22 \text{ m (Longitud de esbeltez)}$$

$$a = \textit{distancia entre conectores (2 hileras)}$$

$$= \frac{122 \text{ cm}}{3 \text{ espacios}} = 40.67 \text{ cm} = 0.41 \text{ m}$$

Para saber si el valor de a se encuentra dentro de lo permitido, se hallará el valor máximo de " a " el cual se debe despejar la siguiente relación dada por el AISC 360-16 (8) para miembros armados:

$$\frac{Ka}{r_i} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{KL}{r} \right)_{max}$$

Datos previos:

$$\frac{Ka}{r_i} = \text{esbeltez de cada componente de la sección compuesta}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{max} = \text{esbeltez global de la sección armada sin considerar conectores}$$

$$r_i = r_z = 0.98 \text{ cm (radio de giro menor en cada componente)}$$

$$K = 1 \text{ (constante de rigidez – elemento doblemente articulado)}$$

$$\text{Entonces} \rightarrow a \leq \frac{3}{4} \times \frac{r_i \left(\frac{KL}{r} \right)_{max}}{K}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{max} = \frac{KL_x}{r_x} = 80.32$$

$$a \leq \frac{3}{4} \frac{0.98 \times 80.32}{1} = 59.03 \text{ cm} = 0.59 \text{ m}$$

e verifica el valor de a inicial

$$0.41 \leq 0.59 \text{ m } \textit{Si cumple!}$$

Se determina el caso de esbeltez modificada para el miembro armado

$$\frac{a}{r_i} = \frac{40.67}{0.98} = 41.50$$

a) Cuando $\frac{a}{r_i} \leq 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o$

b) Cuando $\frac{a}{r_i} > 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$

Si: $41.50 > 40$

entonces $\rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$, donde $K_i = 0.86$ para ángulos en una sección tipo cajón

$$= \sqrt{80.32^2 + \left(\frac{0.86 \times 40.67}{0.98}\right)^2} = 87.88$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexotorsión en el miembro armado se calculará de la siguiente manera:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

Se halla el esfuerzo crítico F_{cry} y F_{crz}

Para hallar el F_{cry} necesitamos el esfuerzo de Euler con la esbeltez calculada para el miembro armado.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_m^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(87.88)^2} = 2683.43 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el caso de esfuerzo crítico F_{cr} de pandeo por flexión en el eje Y-Y, pero esta vez con la esbeltez efectiva del miembro armado.

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 87.88$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $87.88 < 135.70$

$$\text{Entonces } \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$F_{cry} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = \left(0.658 \frac{4200}{2683.43}\right) 4200 = 1705.07 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el esfuerzo crítico en el eje Z, F_{crz}

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2}$$

Altos previos

$G = 790000 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad de corte del acero)

$$J = 3.27 \text{ (constante torsional)}$$

$$A_g = 14.97 \text{ cm}^2 \text{ (área Neta)}$$

Para hallar \bar{r}_o (radio de giro polar en torno al centro de corte) se usará la siguiente expresión:

$$\bar{r}_o^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

Atos previos:

$$r_x = 1.52 \text{ cm (Radio de giro en torno al eje x)}$$

$$r_y = 8.59 \text{ cm (Radio de giro en torno al eje y)}$$

$$x_0 = 0 \text{ cm (Distancia del centro de corte con respecto al centroide en x)}$$

Para hallar y_0 (distancia del centro de corte con respecto al centroide en x) se usará la siguiente expresión de resistencia de materiales:

$$y_0 = \left(\bar{y} - \frac{t}{2} \right) + \frac{3b^2}{6b + h}$$

Datos previos:

$$\bar{y} = 1.55 \text{ cm (Centroide en el eje Y de un solo ángulo)}$$

$$t = 0.79 \text{ cm (Espesor del ala)}$$

$$h = 19.21 \text{ cm (Distancia entre alas de ángulos)}$$

$$b = 4.68 \text{ cm (Distancia entre el centro del ala y el extremo del ala)}$$

Explicando en el siguiente gráfico el origen de las variables en la expresión.

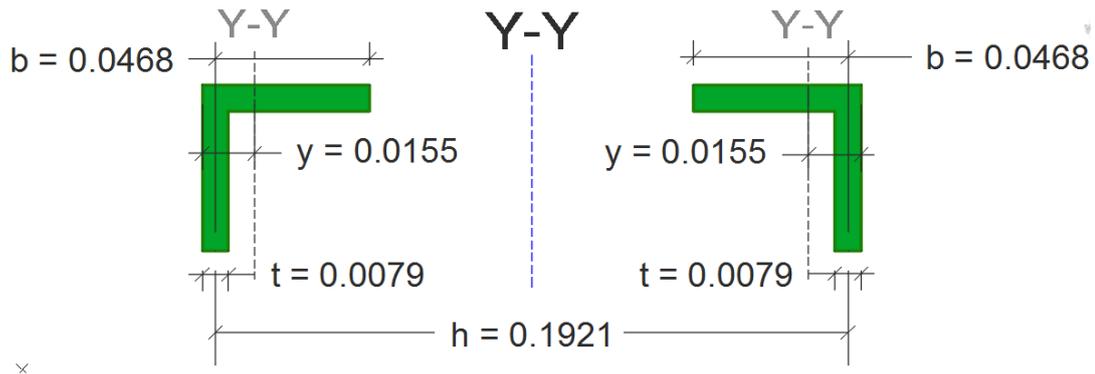


Figura 158. Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.

$$y_0 = \left(1.55 - \frac{0.79}{2}\right) + \frac{3 \times 4.68^2}{6 \times 4.68 + 19.21} = 2.48 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de las variables obtenemos el radio de giro polar en torno al centro de corte \bar{r}_o^2

$$\bar{r}_o^2 = 0^2 + 2.48^2 + 1.52^2 + 8.59^2 = 82.24 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de \bar{r}_o^2 obtenemos F_{crz} :

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{790000 \times 3.27}{14.97 \times 82.24} = 2099.65 \text{ kg/cm}^2$$

Se halla la constante por flexión, H

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 2.48^2}{9.07^2} = 0.925$$

Finalmente, F_{cr} será igual a:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

$$= 0.9 \left(\frac{1705.06 + 2099.65}{2 \times 0.92} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1705.06 \times 2099.65 \times 0.92}{(1705.06 + 2099.65)^2}} \right] = 1311.33 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 1311.33 \times 14.97 = 19627.57 \text{ kg} = 19.63 \text{ Tn } \textit{controla el pandeo!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 19.63 > 19.52 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

Diseño de la plancha de unión y conexiones

El diseño se realizará para una plancha 6 cm x 19 cm x 5/8", unida a los ángulos a través de pernos de 1/2".

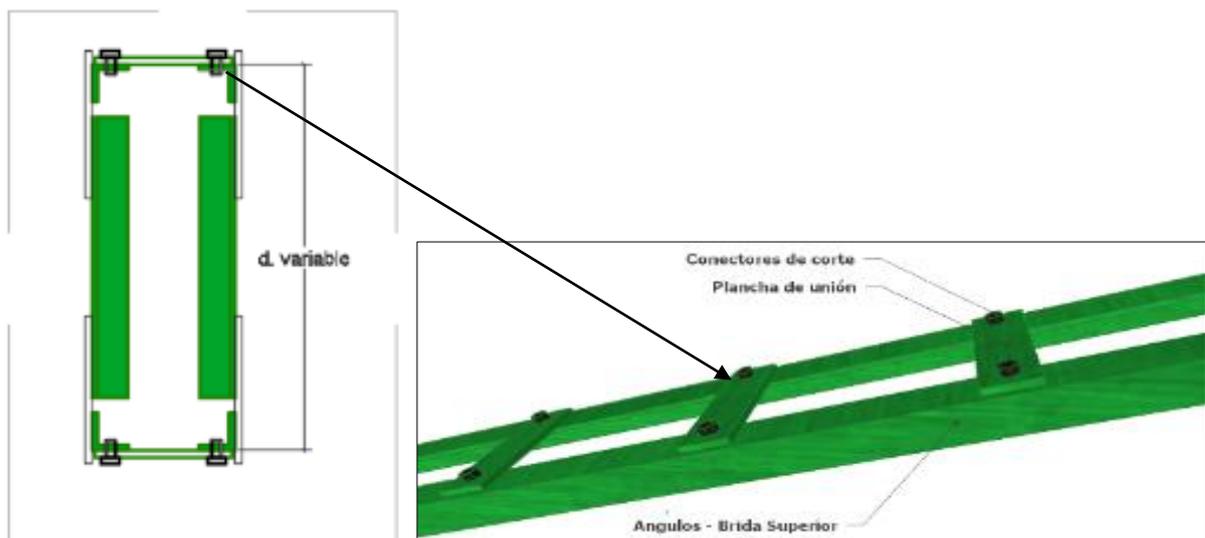


Figura 159. Ubicación de la plancha de unión y conexiones.

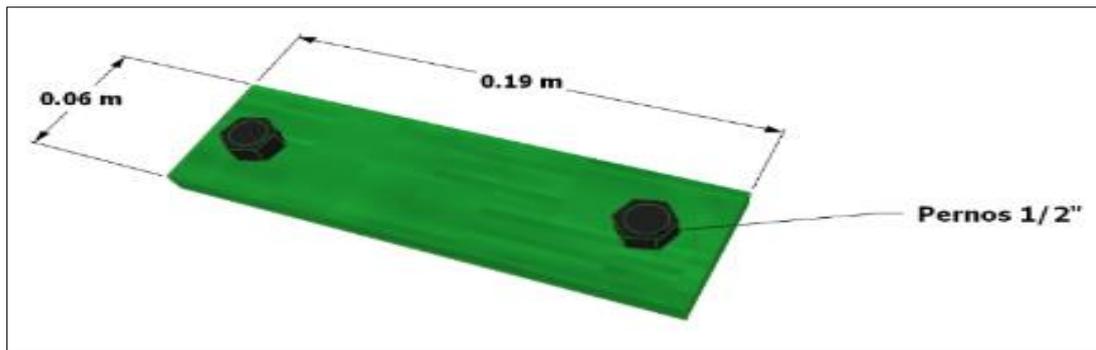


Figura 160. Detalle de plancha de unión y conexiones.

Debe tener la siguiente consideración:

La AISC 360-16 (8), Menciona que debe proveerse enlaces para dar resistencia al corte normal al eje del miembro igual a 2% de la resistencia a compresión disponible del miembro.

$$\phi V_{a \text{ plancha}} = 0.02 \times \phi P_n \text{ brida superior}$$

$$\phi V_{a \text{ plancha}} = 0.02 \times 19.63 = 0.39 \text{ Tn}$$

Existencia al corte en los pernos

(27), Las conexiones en los extremos deben ser soldadas o con pernos pretensionados contra superficies de contacto Clase A o B. La resistencia al corte en los pernos se hallará con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

Se seleccionará pernos tipo A307 de 1/2"



Figura 161. Cortante en la plancha de unión-eje longitudinal.

Datos previos:

$$\phi F_n = 1900 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tensión de tracción nominal)}$$

$$A_b = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ (Área neta del perno)}$$

$$\phi R_n = 2 \times 0.75 \times 1900 \times 1.27 = 3610.30 \text{ kg} = 3.60 \text{ Tn}$$

Comparamos la cortante resistente en los pernos con la cortante crítica en el eje de la plancha.

$$\phi R_n = 3.60 > 0.39 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), también se verificará lo siguiente con respecto a la ubicación de los pernos:

- Cuando un componente de un miembro armado en compresión consiste en una plancha externa, el máximo espaciamiento no debe exceder el producto del espesor de la plancha externa más delgada por $0,75 \sqrt{E/F_y}$, ni 30,5 cm (305 mm), cuando se dispone soldadura intermitente a lo largo de bordes de los componentes o bien conectores en todos los ejes de remaches en cada sección.

$$S_{max} = 0.75 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times t \text{ ó } 30.5 \text{ cm}$$

Para una placa de 5/8" de acero tipo A-36

$$S_{max} = 0.75 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} \times 1.59 = 34.30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se seleccionará $S_{max} = 30.5 \text{ cm}$

$$30.5 \geq 30.5 \text{ cm} \text{ *Si cumple!*}$$

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 3 veces el diámetro nominal.

$$S_{min} = 3 \times \text{diámetro}$$

$$S_{min} = 3 \times 1.27 = 3.71 \text{ cm}$$

$$3.71 \leq 30.5 \text{ Si cumple!}$$

- Distancia mínima al borde para pernos de 1/2"

$$S_{min-borde} = 1.90 \text{ cm}$$

$$1.90 \leq 1.91 \text{ Si cumple!}$$

2 Conectores de 1/2" @ 30 cm

Resistencia al corte de la plancha

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), la resistencia al corte para secciones metálicas será igual a:

$$\phi V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

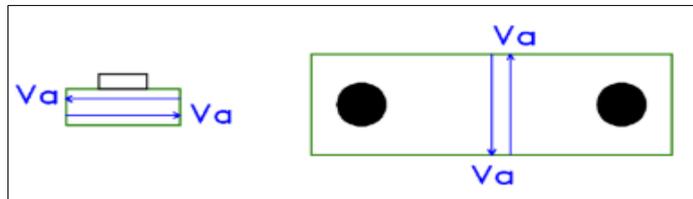


Figura 162. Cortante en plancha de unión-eje transversal.

Datos previos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fluencia, acero A-36)}$$

Para hallar C_v :

Se halla la relación h/t_w

$$\frac{h}{t_w} = \frac{6}{1.59} = 3.78$$

Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_y E}{F_y}}$, Entonces $\rightarrow C_v = 1.0$

Para almas sin atiesadores transversales y con $\frac{h}{t_w} \leq 260$, Entonces $\rightarrow K_y = 5$

- $\frac{h}{t_w} = 3.78 \leq 260 \rightarrow K_y = 5$
- $1.10 \sqrt{\frac{K_y E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 2100000}{2530}} = 70.86$

Si: $3.78 \leq 70.86$ Entonces $\rightarrow C_v = 1.0$

Se halla el área sometida a corte, A_w en la sección crítica, donde la placa se encuentra empernada, considerando el sobretamaño del agujero para pernos de 1/2" (1/16" = 0.16 cm)

$$A_w = 9.52 - 1.59 \times (1.27 + 0.16) = 7.31 \text{ cm}^2$$

Con el valor de C_v y A_w Se halla la resistencia al corte en la sección crítica de la placa.

$$\phi V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

$$\phi V_n = 0.6 \times 2530 \times 7.31 \times 1 = 11092.42 = 11.09 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n = 11.09 > 0.39 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Planchas 6 cm x 19cm x 5/8" @ 30 cm

a. Diseño brida inferior

Para la brida inferior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración tipo cajón unido por una placa a través de pernos a ambos lados.

Nota: Las planchas de unión no son necesarias estructuralmente en la **brida inferior** ya que se encuentra a tracción, pero se colocarán en la misma disposición que en la brida superior para darle la misma rigidez.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida inferior se realizará como se muestra A continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida inferior.

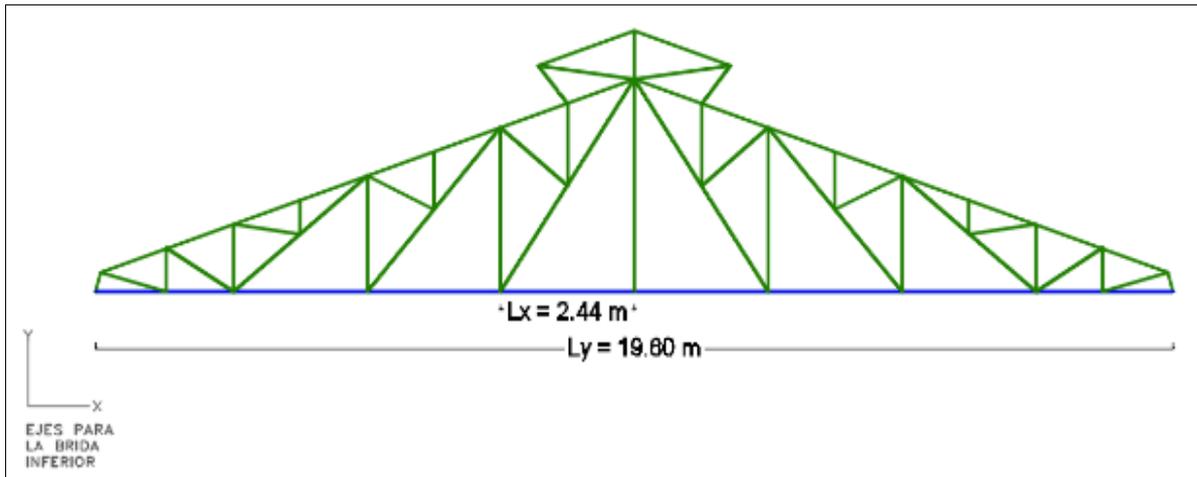


Figura 163. Longitudes sin arriostre de la brida inferior.

$L_x = 2.44 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$L_y = 19.60 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$K = 1$ (constante de rigidez-elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a tensión será como máximo igual a 300.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 300$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min\ x-x} = \frac{K \times L_x}{300} = \frac{1 \times 2.44 \times 100}{300} = 0.81\ cm$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min\ y-y} = \frac{K \times L_y}{300} = \frac{1 \times 19.60 \times 100}{300} = 6.53\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L2x2x1/4**

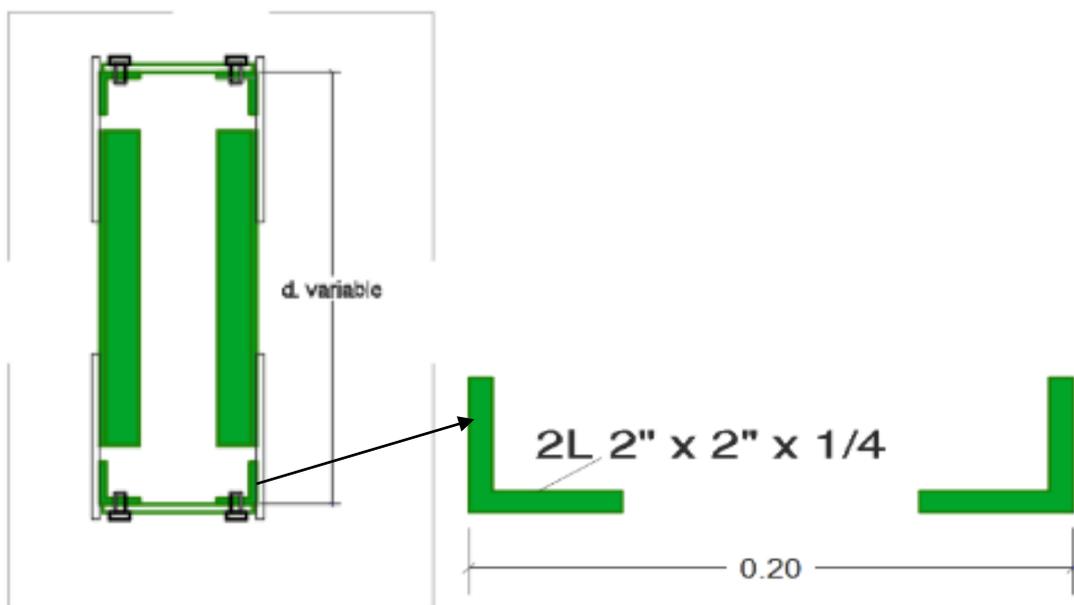


Figura 164. Sección de la brida inferior.

$$A_g = 12.18\ cm^2\ (\text{área total})$$

$$r_x = 1.54\ cm\ (\text{radio de giro en } x)$$

$$r_y = 1.54\ cm\ (\text{radio de giro en } y - \text{un solo ángulo})$$

$$r_z = 0.98\ cm\ (\text{radio de giro en } z)$$

$$b = 5.08\ cm\ (\text{ancho de ala})$$

$$t = 0.64\ cm\ (\text{espesor del ala})$$

Se hallará el radio de giro en Y-Y de la sección compuesta R_y valor aún desconocido, para comprobar si cumple con el requisito de radio mínimo en ese eje

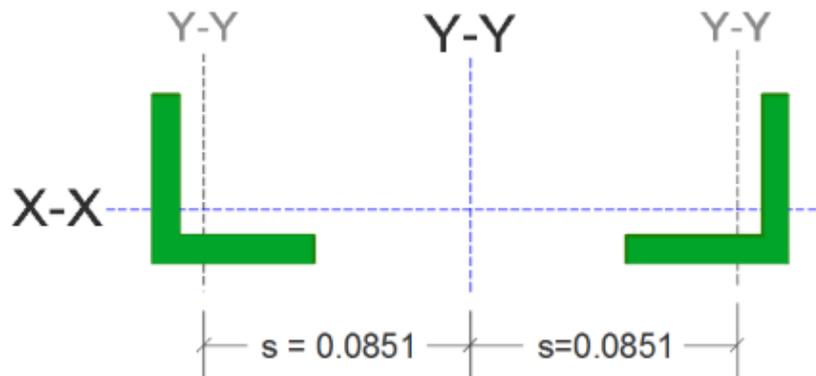


Figura 165. Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida inferior.

Datos previos:

$$r_y = 1.54 \text{ cm (Radio de giro en y de un solo ángulo)}$$

$s = 8.51 \text{ cm (Distancia del c.g. de un solo ángulo a c.g. de la sección compuesta en Y)}$

$$R_y = \sqrt{r_y^2 + s^2}$$

$$R_y = \sqrt{1.54^2 + 8.51^2} = 8.65 > 6.67 \text{ cm (radio mínimo) si cumple!}$$

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fluencia acero A-36)}$$

$$A_g = 12.18 \text{ (área total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 12.18 = 27733.86 \text{ kg} = 27.73 \text{ t no controla la resistencia!}$$

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A36)}$$

Para conexiones empernadas el área efectiva A_e se calculará como sigue:

$$A_e = U \times A_n$$

Se halla el área neta A_n descontando el área agujereada del área total:

$$A_n = A_g - A_{\text{agujereada}}$$

$$A_n = 12.18 - 2 \times (1.27 + 0.16) \times 0.64 = 10.37 \text{ cm}^2$$

“Ya que las cargas de tracción son transmitidas mediante solo un ala del perfil a través de las cartelas, se encuentra dentro del caso 2, mencionado en la **Tabla D3.1** del AISC (La carga es transmitida solo por algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras)

Para este caso el valor de U se calcula como sigue:

$$U = 1 - x/l \text{ (Caso 2)}$$

Datos previos:

$$x = 1.49 \text{ cm (Distancia del centroide del ángulo al eje de transmisión de fuerzas)}$$

La longitud de soldadura mínima requerida se obtuvo por proceso iterativo en el chequeo de bloque de corte mostrado más adelante.

$l_t = 24 \text{ cm}$ (Longitud total de soldadura requerida)

$l = 6 \text{ cm}$ (Longitud de soldadura requerida a cada lado del ángulo)

$$U = 1 - \frac{1.49}{6} = 0.75$$

$$A_e = 0.75 \times 10.37 = 7.79 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 7.79 = 23850 \text{ kg} = 23.85 \text{ Tn} \text{ *controla la resistencia!*}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 23.85 > 17.66 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

Bloque de corte en tracción

Para hallar la resistencia a bloque de corte se usará el valor crítico entre siguientes expresiones:

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Donde:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fractura acero A 36)}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fluencia acero A 36)}$$

El valor de U_{bs} por tratarse de esfuerzos uniformes será igual $U_{bs} = 1$

El valor del área neta a tracción A_{nt} se calculará como sigue:

$$A_{nt} = t \times L_{st}$$

Datos previos:

$$t = 0.64 \text{ cm} \text{ (Espesor del ángulo)}$$

$$L_{st} = 0 \text{ cm} \text{ (Longitud de soldadura transversal)}$$

$$A_{nt} = 0.95 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

Para miembros soldados el área neta de corte será igual al área total de corte

$$A_{nv} = A_{gv}$$

Datos previos:

$$t = 0.64 \text{ cm (espesor del ángulo)}$$

Se diseñará con 25 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (6.125 – 6.125 cm), que será la longitud de soldadura mínima obtenida de manera iterativa para resistir las fuerzas actuantes.

$$L_{sl} = 25 \text{ cm (longitud de soldadura longitudinal)}$$

$$A_{nv} = t \times L_{sl}$$

$$A_{nv} = A_{gv} = 0.64 \times 25 = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 4080 \times 15.88 + 1 \times 4080 \times 0) = 291465.00 \text{ kg} = 29.14 \text{ Tn}$$

No controla la resistencia!

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 2530 \times 15.88 + 1 \times 4080 \times 0) = 18073.69 \text{ kg} =$$

$$18.07 \text{ Tn } \textit{Controla la resistencia!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 18.07 > 17.66 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

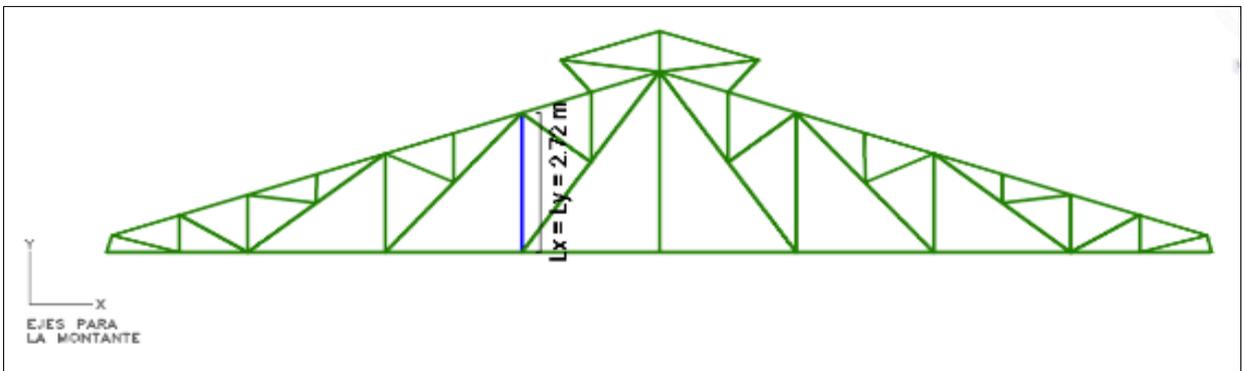
d. **Diseño de montantes**

Para las montantes se optó por elegir una sección cajón con un ángulo ubicado a cada lado de la sección armada.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a compresión de la brida superior se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez crítica para las montantes.



Nota: No se consideró la montante central como elemento con la longitud más crítico, ya que este elemento recibe cargas insignificantes

Figura 166. Longitudes sin arriostre del montante.

$$L_x = 2.72 \text{ m (longitud de esbeltez)}$$

$$L_y = 2.72 \text{ m (longitud de esbeltez)}$$

$$K = 1 \text{ (constante de rigidez-elemento doblemente articulado)}$$

➤ **Diseño a compresión**

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x e y-y

$$r_{min\ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 \times 2.72 \times 100}{200} = 1.36\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L2x2x3/16**

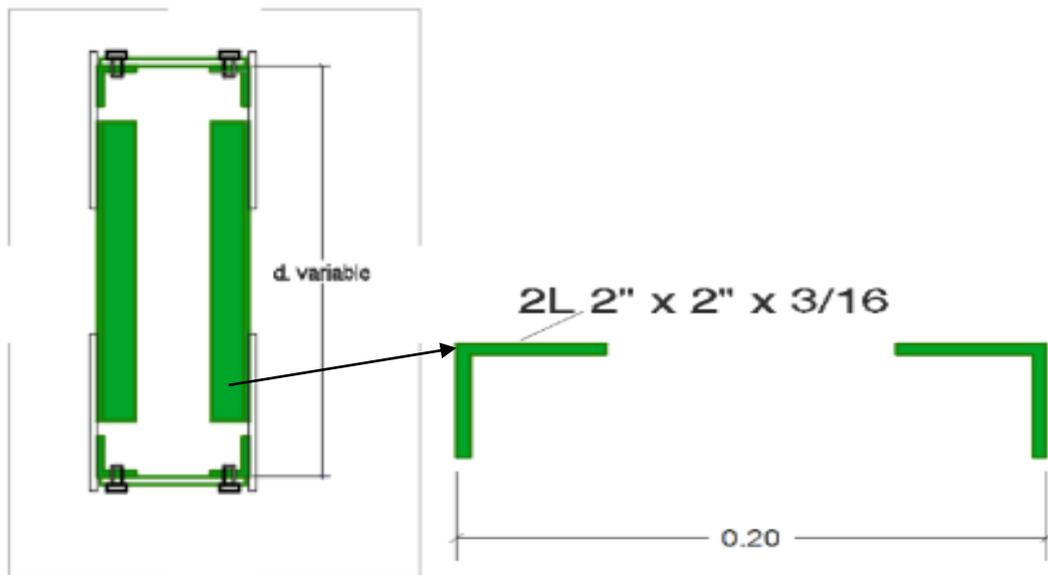


Figura 167. Sección del montante.

$A_g = 9.32\ cm^2$ (área neta)

$r_x = 1.55\ cm$ (radio de giro en x)

$r_y = 1.55\ cm$ (radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.99\ cm$ (radio de giro en z)

$b = 5.08\ cm$ (ancho de ala)

$t = 0.48\ cm$ (espesor del ala)

Se verifica la esbeltez del perfil

Tabla 73

Comprobación de esbeltez del montante.

$F_y = 36 \text{ksi}$	Λ	Λ_p	Condición	
Ala	$\lambda = \frac{b}{t}$ $= 10.67$	$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.96$	$\lambda < \lambda_p$	No esbelto!

Se analiza el pandeo por flexión del eje XX que es el eje más crítico, por presentar el menor radio de giro para los dos ángulos trabajando como una sección.

Pandeo por flexión eje XX

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 2.72 \times 100}{1.55} = 174.98$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $174.98 > 135.70$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9(0.877 F_e)$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2100000)}{(174.98)^2} = 676.94 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9(0.877 F_e) = 0.9(0.877 \times 676.94) = 534.31 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 534.31 \times 9.32 = 4977.70 \text{ kg} = 4.98 \text{ Tn } \textit{controla el pandeo!}$$

La AISC (8) menciona, que si la relación entre $\frac{b}{t} < 20$, entonces no se aplica el chequeo por pandeo flexotorsional.

Ya que:

$$\frac{b}{t} = \frac{5.08}{0.48} = 10.67 < 20 \rightarrow$$

No se aplicara el chequeo por pandeo flexotorsional

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 4.98 > 3.39 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

e. Diseño de diagonales

Para las diagonales se optó por elegir una sección cajón con un ángulo ubicado a cada lado de la sección armada.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida inferior, se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida inferior.

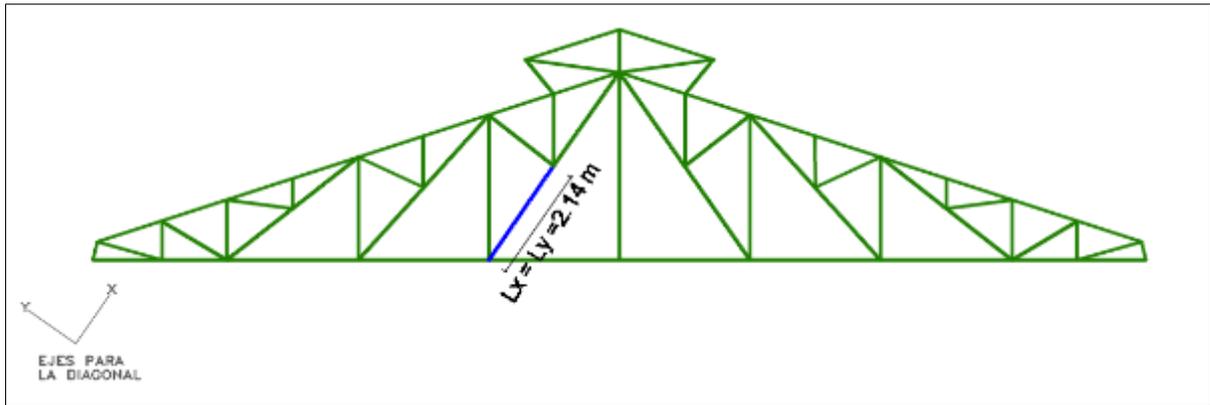


Figura 168. Longitudes sin arriostre del montante.

$L_x = 2.14 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$L_y = 2.14 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$K = 1$ (constante de rigidez-elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a tensión será como máximo igual a 300.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 300$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x e y-y

$$r_{\min x-x} = \frac{K \times L_x}{300} = \frac{1 \times 2.14 \times 100}{300} = 0.71 \text{ cm}$$

Se seleccionará el perfil **2L1-1/2x1-1/2x1/4**

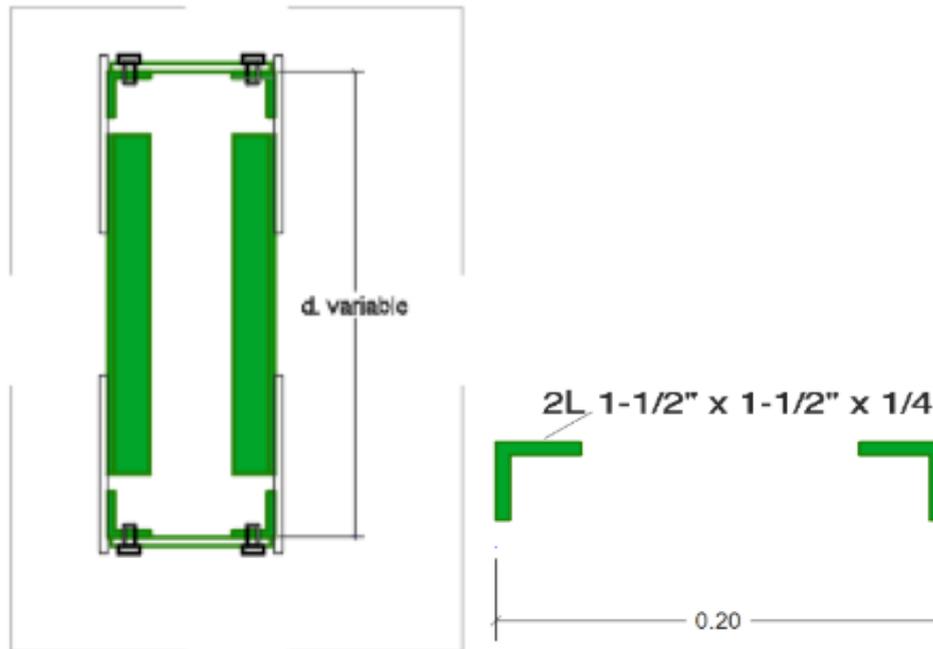


Figura 169. Sección de la diagonal.

$A_g = 8.88 \text{ cm}^2$ (área Neta)

$r_x = 1.14 \text{ cm}$ (radio de giro en x)

$r_y = 1.14 \text{ cm}$ (radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.74 \text{ cm}$ (radio de giro en z)

$b = 5.08 \text{ cm}$ (ancho de ala)

$t = 0.48 \text{ cm}$ (espesor del ala)

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia acero A 36)

$$A_g = 8.88 \text{ (Área total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 8.87 = 20213.84 \text{ kg} = 20.21 \text{ Tn} \text{ no controla la resistencia!}$$

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fractura acero A 36)}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

Para soldaduras el área efectiva A_e se calcula como sigue:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que las cargas de tracción son transmitidas a solo un ala del perfil a través de las cartelas, se encuentra dentro del caso 2 mencionado en la **Tabla D3.1** del (27). (La carga es transmitida solo por algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras.)

Para esto caso el valor de U se calcula como sigue:

$$U = 1 - x/l \text{ (Caso 2)}$$

Datos previos:

$x = 1.18 \text{ cm}$ (distancia del centroide del ángulo al eje de transmisión de fuerzas)

La longitud de soldadura mínima requerida se obtuvo por proceso iterativo en el chequeo de bloque de corte mostrado más adelante.

$$l_t = 18 \text{ cm} \text{ (Longitud total de soldadura requerida)}$$

$l = 4.5 \text{ cm}$ (Longitud de soldadura requerida a cada lado del ángulo)

$$U = 1 - \frac{1.18}{4.50} = 0.73$$

$$A_e = 0.73 \times 8.88 = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 6.54 = 20019.65 \text{ kg} = 20.02 \text{ Tn} \text{ *controla la resistencia!*}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 20.02 > 12.76 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

Bloque de corte en tracción

Para hallar la resistencia a bloque de corte se usará el valor crítico entre siguientes expresiones:

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Donde:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A-36)}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fluencia acero A-36)}$$

El valor de U_{bs} por tratarse de esfuerzos uniformes será igual $U_{bs} = 1$

El valor del área neta a tracción A_{nt} se calculará como sigue:

$$A_{nt} = t \times L_{st}$$

Datos previos:

$$t = 0.64 \text{ cm} \text{ (Espesor del ángulo)}$$

$$L_{st} = 0 \text{ cm} \text{ (Longitud de soldadura transversal)}$$

$$A_{nt} = t \times L_{st}$$

$$A_{nt} = 0.95 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

Para miembros soldados el área neta de corte será igual al área total de corte

$$A_{nv} = A_{gv}$$

Datos previos:

$$t = 0.64 \text{ cm (espesor del ángulo)}$$

Se diseñará con 18 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (4.5 - 4.5 cm), que será la longitud de soldadura mínima para la fuerza actuante.

$$L_{sl} = 18 \text{ cm (longitud de soldadura longitudinal)}$$

$$A_{nv} = t \times L_{sl}$$

$$A_{nt} = 0.64 \times 18 = 11.43 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 4080 \times 11.43 + 1 \times 4080 \times 0) = 20985.48 \text{ kg} = 20.99 \text{ Tn}$$

No controla la resistencia!

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 2530 \times 11.43 + 1 \times 4080 \times 0) = 13013.05 \text{ kg} =$$

$$13.01 \text{ Tn} \text{ *Controla la resistencia!*}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi R_n = 13.01 > 12.76 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

f. Diseño de la cartela

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), en el diseño se deben tener las siguientes consideraciones:

- La resistencia a tensión de la cartela debe ser mayor a la solicitada por los elementos conectados a la carga aplicada por los elementos.
- Por el tamaño del ala en los ángulos de las diagonales la unión está condicionada a realizarse por soldadura.
- Por proceso constructivo todas las cartelas tendrán el mismo espesor y dimensiones, por lo tanto, se analizarán las fuerzas críticas a las que está sometida una cartela para usarlo como espesor y dimensiones en común, adaptando la geometría a cada junta.
- Se recomienda usar planchas con espesores mayores a los 6mm.

Para elaborar las conexiones de cartelas típicas para toda la armadura necesitamos el diseño de las soldaduras para las fuerzas críticas por cada tipo de elemento (brida superior, brida inferior, diagonales y montantes).

Tabla 74

Cargas críticas en la cartela.

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida Superior	-	-19.53
Brida Inferior	17.66	-
Diagonales	12.76	-
Montantes	-	-3.39

Nota: el signo positivo (+) representan esfuerzos a tracción, y el signo negativo (-) esfuerzos a compresión.

Tabla 75

Secciones de los componentes de la armadura principal.

Secciones	
Elemento	Perfil
Brida Superior	2L 2"x2"x5/16
Brida Inferior	2L 2"x2"x1/4
Diagonales	2L 1-1/2"x1-1/2"x1/4
Montantes	2L 2"x2"x3/16

Se muestra la configuración para la cartela que se diseñará como ejemplo:

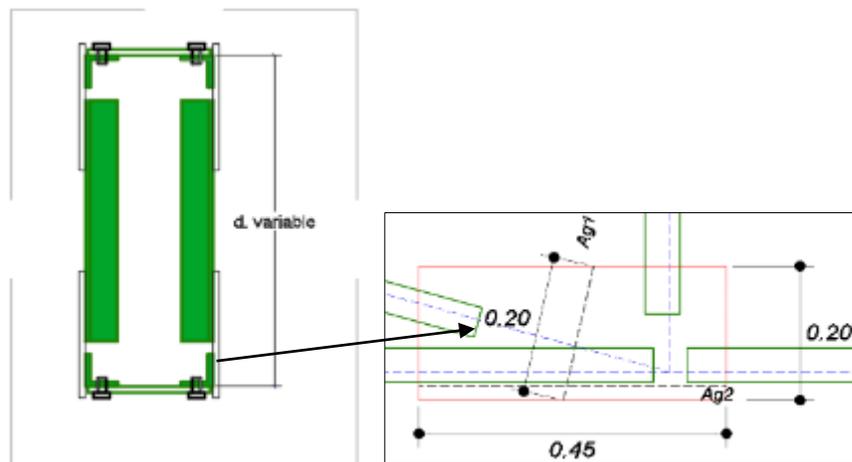


Figura 170. Configuración de la cartela.

El diseño se verificará para una cartela de **8" x 16" x 3/8"**

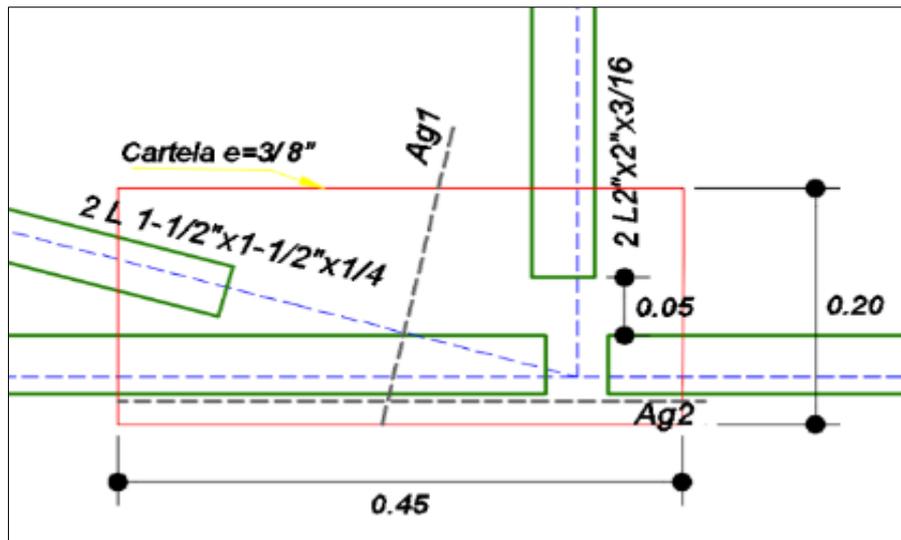


Figura 171. Configuración de la cartela y medidas.

Para elementos que tengan una esbeltez relativa, $KL/r \leq 25$, la resistencia a compresión será igual a: $\phi P_n = F_y A_g$, “esto quiere decir que la resistencia a compresión será la misma que a tracción”, debido a la longitud corta del elemento, no existirá pandeo, si no fluencia a compresión. La única parte de la cartela que presenta una longitud no arriostrada es desde el extremo inferior en los montantes hasta la brida inferior (5 cm).

Para el radio menor

$$\frac{K \times L_x}{r_x} = \frac{1 * 0.05 * 100}{0.27} = 18.18$$

Si: $18.18 \leq 25$

Entonces $\rightarrow \phi P_n \text{ a compresión} = \phi P_n \text{ a tracción}$

Para la brida superior 2L 2"x2"x5/16

Fluencia en la cartela en Ag2

La resistencia a la fluencia a compresión se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g2} = 20 \times 0.95 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

A compresión:

$$\phi P_n = 43.38 > 19.53 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Corte en la sección del perfil 2L 2"x2"x5/16

La resistencia a la fluencia en corte se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

El área total sometida a corte se calculará como sigue:

$$A_{gv} = t_{\text{perfil}} \times l_{\text{soldadura}}$$

Se diseñará con 16.5 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (4.125-4.125 cm), que será la longitud de soldadura mínima requerida para la fuerza actuante.

$$A_{gv} = 0.79 \times 16.5 = 13.10 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \times 2530 \times 13.10 = 19882.31 \text{ Kg} = 19.88 \text{ Tn}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi R_n = 19.88 > 19.53 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

La "ruptura en corte" no se verificará ya que $A_{gv} = A_{nv}$, por lo tanto, la fluencia en corte siempre dará la resistencia crítica.

Para la brida inferior 2L 2"x2"x1/4:

Fluencia en la cartela en Ag1

La resistencia a la fluencia a tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g1} = 20 \times 0.95 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

A tracción:

$$\phi P_n = 43.38 > 19.53 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

Para las diagonales 2L 1-1/2"x1-1/2"x1/4:

Fluencia en la cartela en Ag1

La resistencia a la fluencia a tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g1} = 20 \times 0.95 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

A tracción:

$$\phi P_n = 43.38 > 12.76 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

Para las montantes 2L 2"x2"x3/16

Fluencia en la cartela en Ag2

La resistencia a la fluencia a compresión se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g2} = 45 \times 0.95 = 42.86 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 42.86 = 97597.91 \text{ Kg} = 97.60 \text{ Tn}$$

A compresión:

$$\phi P_n = 97.60 > 3.39 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

Corte en la sección del perfil 2L 2"x2"x3/16

La resistencia a la fluencia en corte se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

El área total sometida a corte se calculará como sigue:

$$A_{gv} = t_{\text{perfil}} \times l_{\text{soldadura}}$$

Se diseñará con 5 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (1.25 - 1.25 cm), que será la longitud de soldadura mínima para la fuerza actuante.

$$A_{gv} = 0.48 \times 5 = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \times 2530 \times 2.38 = 3612.84 \text{ Kg} = 3.61 \text{ Tn}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi R_n = 3.61 > 3.39 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

La "ruptura en corte" no se verificará, ya que $A_{gv} = A_{nv}$, por lo tanto, la fluencia en corte siempre dará la resistencia crítica

g. Diseño de soldaduras

Para la brida superior 2L 2"x2"x5/16

Para el caso de la brida superior explicaremos el cálculo para un posible **traslape** dentro de la cartela, ya que es el caso más desfavorable que se puede dar en este tipo de conexiones.

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} x A_{we}$$

Datos previos:

$$F_{nw} = 0.60 F_{E70} \text{ (Tensión nominal del metal de soldadura 4900 kg/cm}^2\text{)}$$

Para hallar A_{we} (Ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será 1/4" = 0.64 cm

$$A_{we} = \frac{0.64}{\sqrt{2}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 x 0.60 x 4900 x 0.45 = 990.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{19.53 x 1000}{990.07} = 19.73 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 19.73 cm y la longitud obtenida del análisis de corte 16.50 cm

$$\text{Longitud de soldadura final} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura final por lado} = 5 \text{ cm}$$

La longitud de soldadura en traslapes también debe ser como mínimo el mayor valor entre los siguientes:

Distancia entre ejes de soldaduras = 5.08 cm

4 x tamaño de soldadura = 4 x 0.64 cm = 2.54 cm

5 x espesor del elemento mas delgado = 5 x 0.64 cm = 3.18 cm

Mayor de 2.5 cm

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 5.08 cm a cada lado del ángulo

Para la brida inferior 2L 2"x2"x1/4

Para el caso de la brida inferior explicaremos el cálculo para un posible **traslape** dentro de la cartela, ya que es el caso más desfavorable que se puede dar en este tipo de conexiones.

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$F_{nw} = 0.60 F_{E70}$ (Tensión nominal del metal de soldadura 4900 kg/cm²)

Para hallar A_{we} (Ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será 1/4" = 0.64 cm

$$A_{we} = \frac{0.64}{\sqrt{2}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times 4900 \times 0.45 = 990.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{17.66 \times 1000}{990.07} = 17.84 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 17.84 cm y la longitud del análisis de bloque de corte 24 cm

Longitud de soldadura final = 24 cm

Longitud de soldadura final por lado = 6 cm

La longitud de soldadura en traslapes será como mínimo el mayor valor entre los siguientes:

$$\text{Distancia entre ejes de soldaduras} = 5.08 \text{ cm}$$

$$4 \times \text{tamaño de soldadura} = 4 \times 0.64 \text{ cm} = 2.54 \text{ cm}$$

$$5 \times \text{espesor del elemento mas delgado} = 5 \times 0.64 \text{ cm} = 3.18 \text{ cm}$$

Mayor de 2.5 cm

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 6 cm a cada lado del ángulo

Para las diagonales 2L 1-1/2"x1-1/2"x1/4:

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$F_{nw} = 0.60 F_{E70}$ (Tensión nominal del metal de soldadura 4900 kg/cm²)

Para hallar A_{we} (Ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será $1/4" = 0.64 \text{ cm}$

$$A_{we} = \frac{0.64}{\sqrt{2}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times 4900 \times 0.45 = 990.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{12.76 \times 1000}{990.07} = 12.89 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 12.89 cm y la longitud del análisis de bloque de corte en las diagonales 18 cm

Longitud de soldadura final = 18 cm

Longitud de soldadura final por lado = 4.50 cm

La longitud de soldadura será como mínimo el mayor valor entre los siguientes:

$$\text{Distancia entre ejes de soldaduras} = 3.81 \text{ cm}$$

$$4 \times \text{tamaño de soldadura} = 4 \times 0.64 \text{ cm} = 2.54 \text{ cm}$$

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 4.50 cm a cada lado del ángulo

Para los montantes 2L 2"x2"x3/16:

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$$F_{nw} = 0.60 F_{E70} \text{ (tensión nominal del metal de soldadura } 4900 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

Para hallar A_{we} (ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será $1/8" = 0.32$ cm

$$A_{we} = \frac{0.32}{\sqrt{2}} = 0.22 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4900 \times 0.22 = 495.04 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{3.39 \times 1000}{495.04} = 6.84 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 6.84 cm y la longitud del análisis de corte 5 cm

Longitud de soldadura final = 6.84

Longitud de soldadura final por lado = 1.71 cm

La longitud de soldadura será como mínimo:

$$4 \times \text{tamaño de soldadura} = 4 \times 0.32 \text{ cm} = 1.27 \text{ cm}$$

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 1.75 cm a cada lado del ángulo

Ya teniendo la longitud de soldadura por cada tipo de elemento, procedemos a mostrar las cartelas típicas para el montaje de toda la armadura.

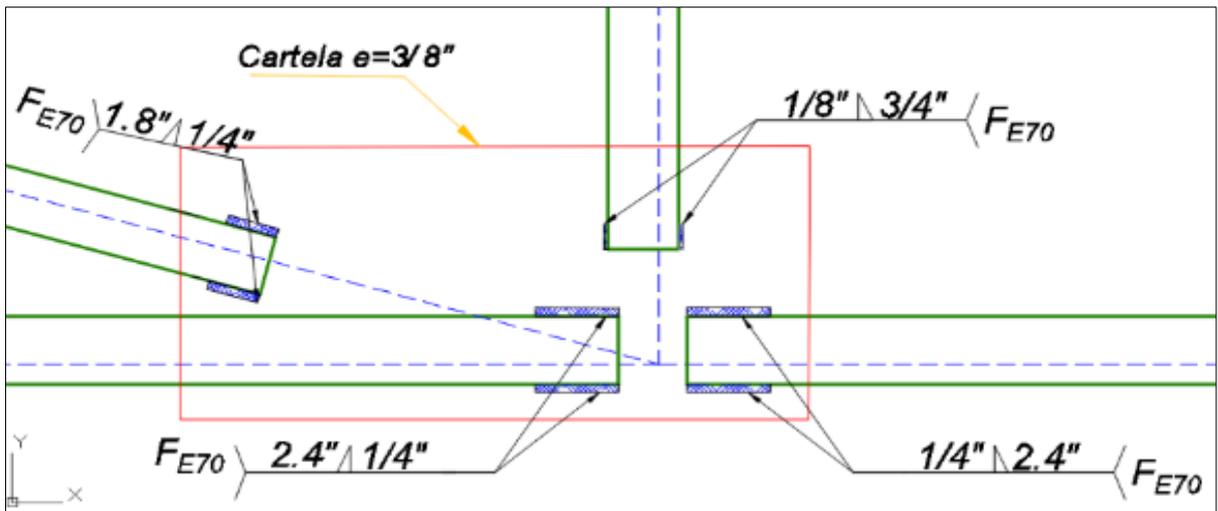


Figura 172. Diseño final de la cartela CR-1 (brida Inferior).

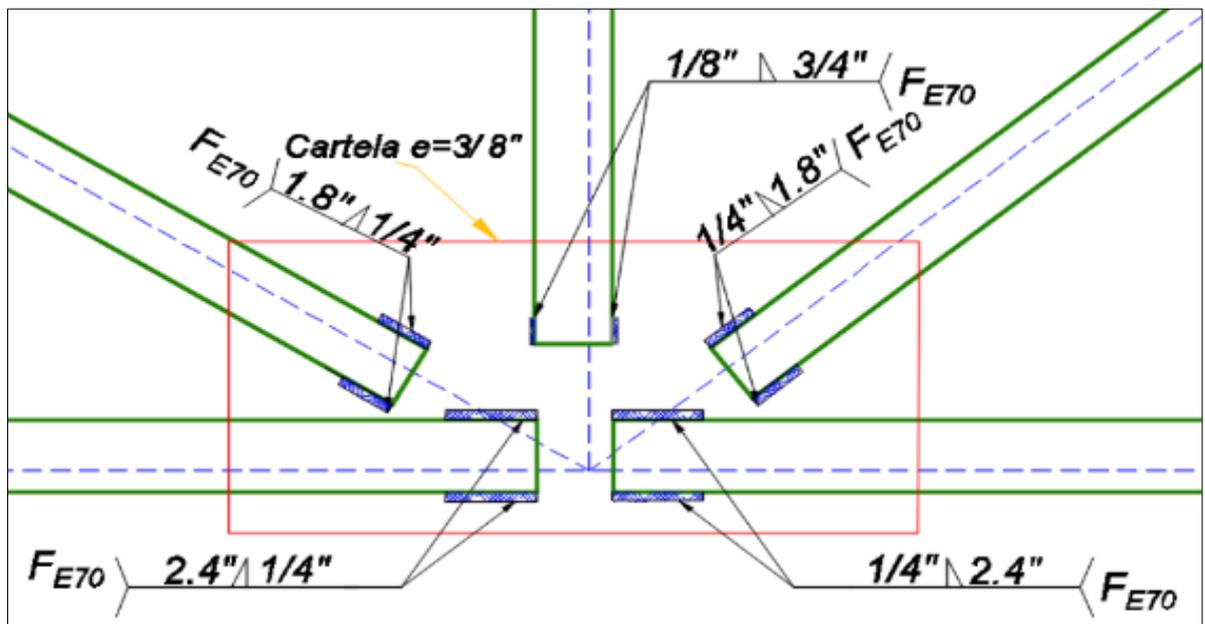


Figura 173. Diseño final de la cartela CR-2 (brida inferior).

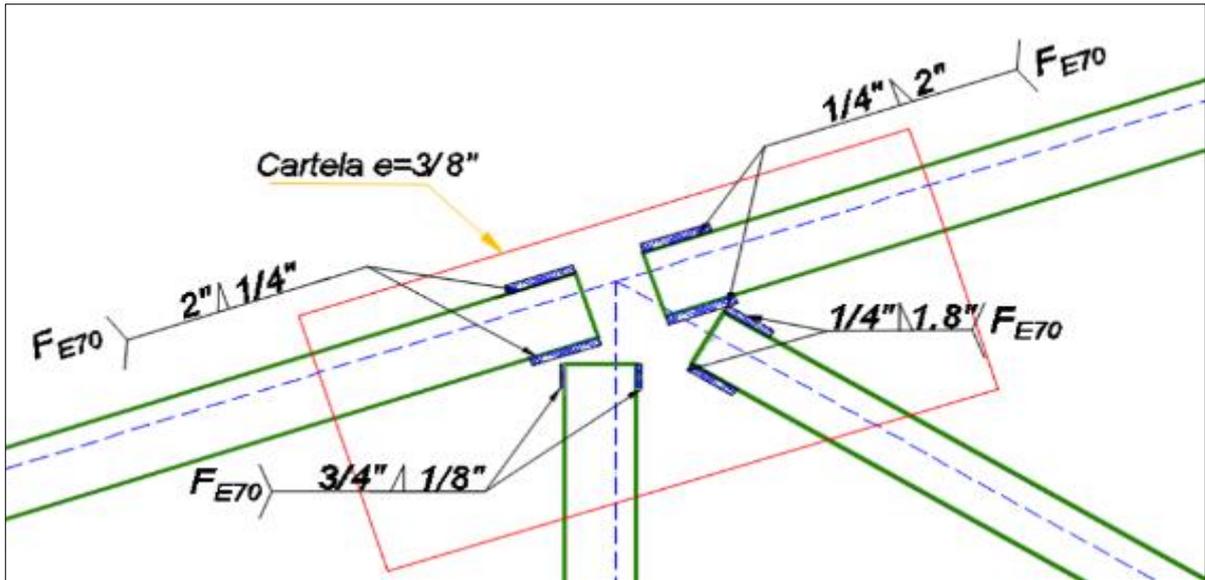


Figura 174. Diseño final de la cartela CR-3 (brida superior).

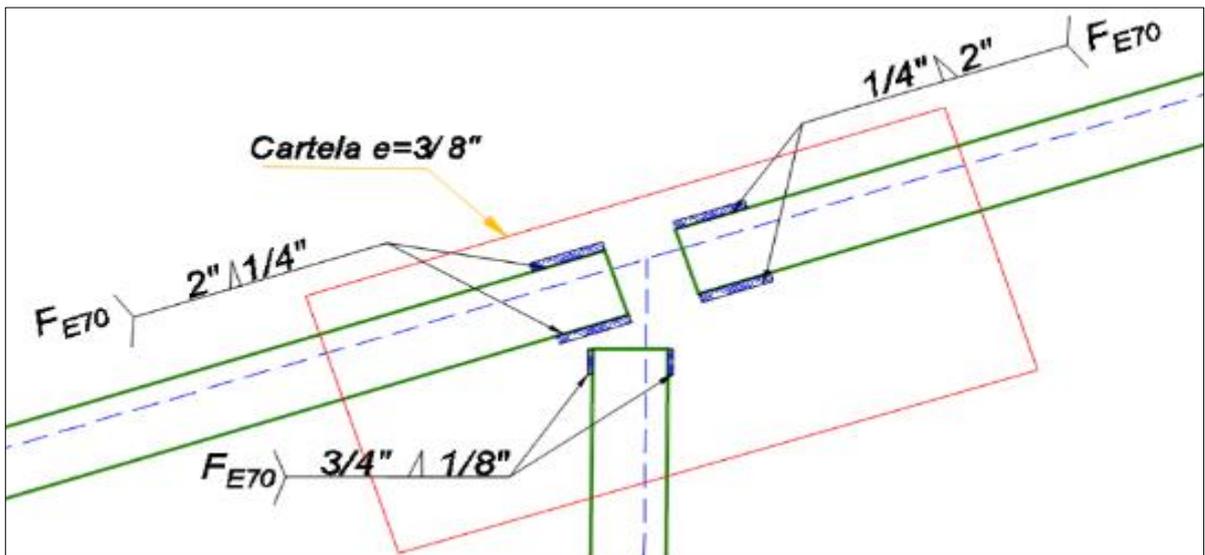


Figura 175. Diseño final de la cartela CR-4 (brida superior).

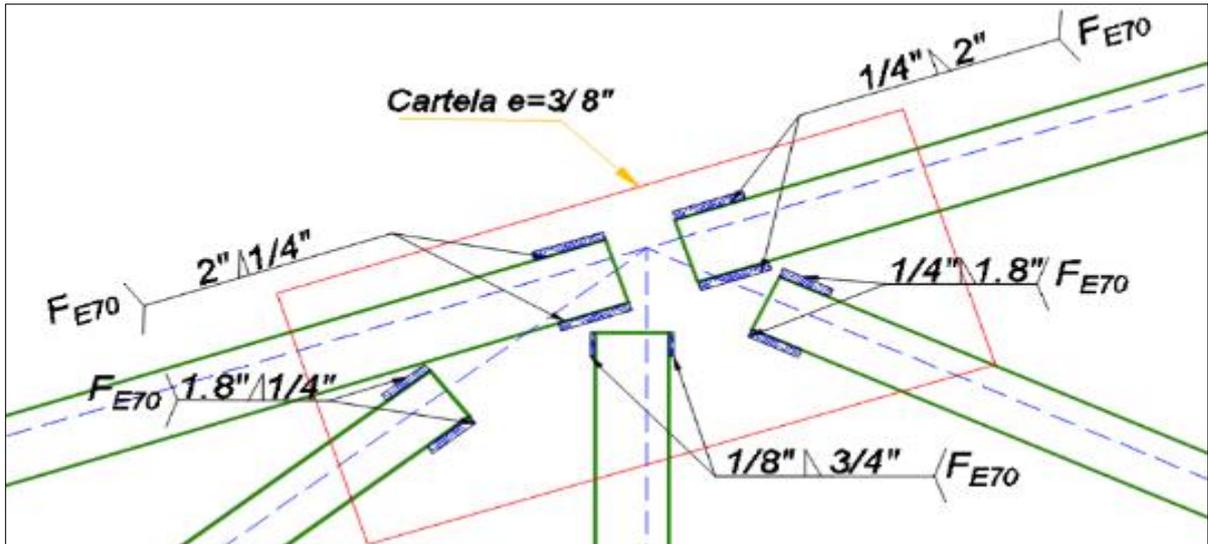
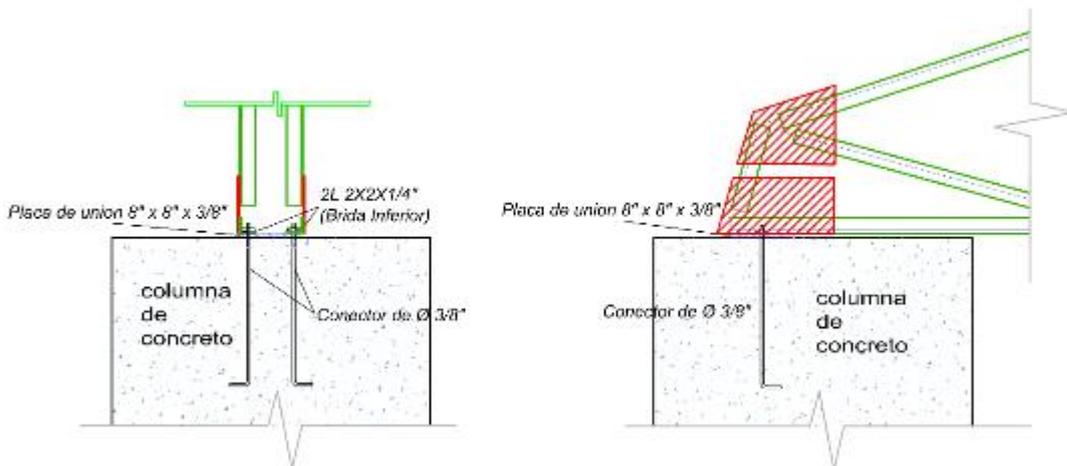


Figura 176. Diseño final de la cartela CR-5 (brida superior).

h. Diseño de apoyos de la armadura principal

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño de los apoyos se realizará como se muestra a continuación:

El diseño del apoyo se verificará para dos perfiles angulares L 2-1/2 x 2 x 3/16 conectados a través de una plancha de 12 mm de espesor.



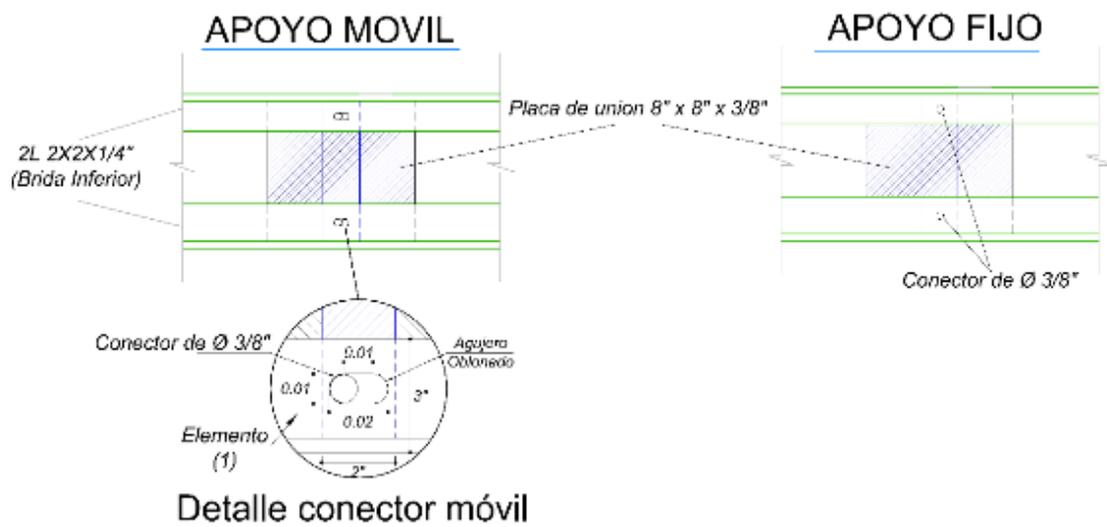


Figura 177. Ubicación de la placa de unión y conexiones de la armadura.

En el diseño se deben tener las siguientes consideraciones:

- Todos los miembros que forman parte de la conexión serán diseñados por la cortante de 1.19 t producida en los apoyos de la armadura.
- La placa de relleno se usará para el ajuste de la conexión y para la mejor distribución de esfuerzos en la viga de concreto.

Resistencia al corte en los pernos

a. Unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto

- Se seleccionará pernos tipo A307 de 3/8" de 20" (50 cm) de largo.
- Colocamos un perno para conectar cada ángulo de la brida inferior.

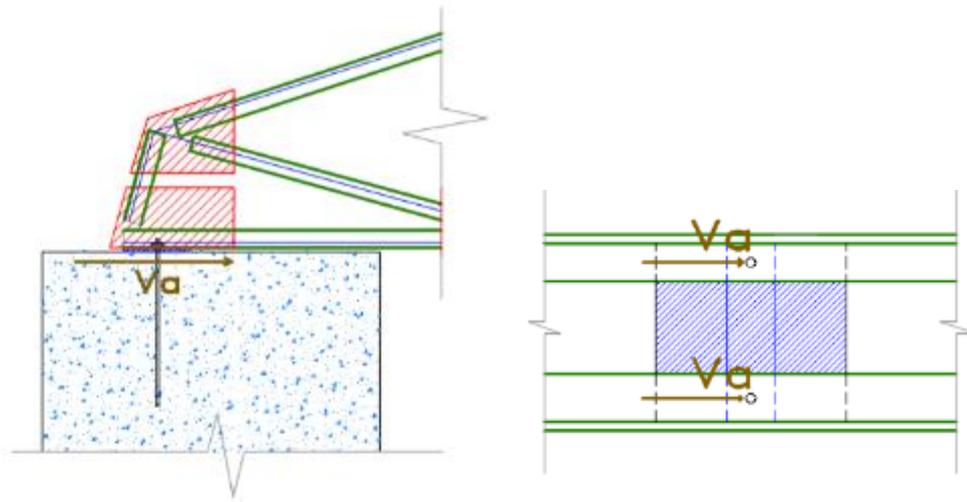


Figura 178. Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.

La resistencia al corte de los pernos se determinará con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

Datos previos:

$$\phi F_n = 1900 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tensión de tracción nominal)}$$

$$A_b = 0.71 \text{ cm}^2 \text{ (Área neta del perno)}$$

$$\phi R_n = 2 \times (0.75 \times 1900 \times 0.71) = 2222 \text{ kg} = 2.22 \text{ Tn}$$

$$2.22 > 1.19 \text{ Tn Si cumple!}$$

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), también se verificará lo siguiente con respecto a la ubicación de los pernos:

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser mayor que 24 veces el espesor del perfil más delgado o 30.5 cm.

$$S_{max} = 24 \times t - \text{perfil}$$

$$S_{min} = 24 \times 0.95 = 22.86 \text{ cm}$$

$$14.17 \leq 22.86 \text{ cm Si cumple!}$$

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 3 veces el diámetro nominal.

$$S_{min} = 3 \times \text{diámetro}$$

$$S_{min} = 3 \times 0.95 = 2.86 \text{ cm}$$

$$2.86 \leq 14.17 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- Distancia mínima al borde para pernos de 3/8"

$$S_{min - \text{borde}} = 1.59 \text{ cm}$$

$$1.59 \leq 2.02 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

Colocando finalmente:

2 Conectores 3/8"

4.2.1.2. Viguetas

a. **Metrado de cargas**

Sobre las viguetas actúan cargas de viento y gravedad que serán idealizadas como cargas distribuidas a lo largo de todas las viguetas provenientes de la cobertura. A continuación, se muestra el metrado de cargas de gravedad y viento.

Cargas de gravedad

A continuación, se muestra un ejemplo de metrado para el análisis estructural de la vigueta más crítica.

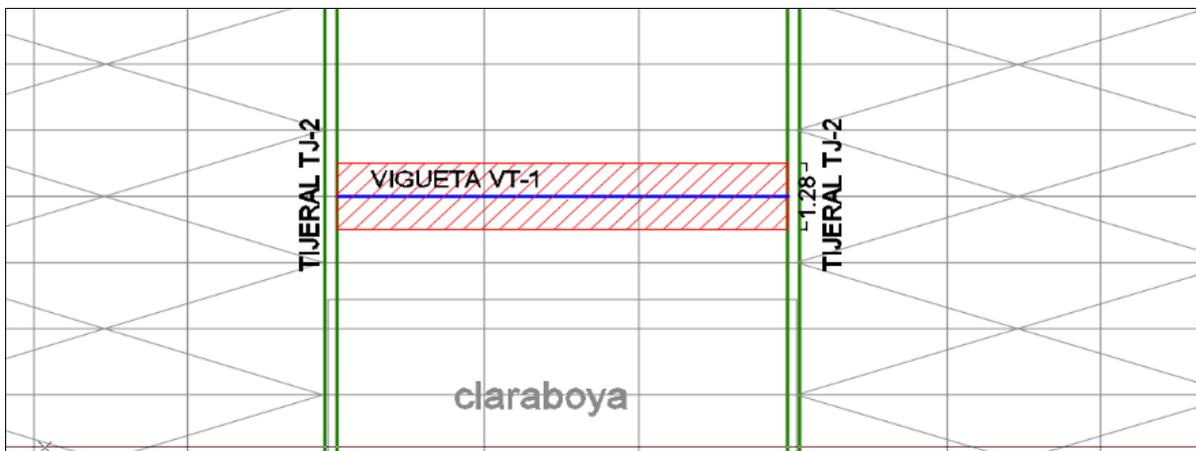


Figura 179. Ancho tributario de una vigueta típica.

Se deben considerar las siguientes cargas para el metrado, se considera una carga aproximada para el peso propio de la vigueta (42).

Tabla 76

Metrado de cargas de gravedad en las viguetas.

VIGUETA VT-1			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Peso propio	6	1.28	7.68
Cobertura de calaminon (Ficha técnica)	4	1.28	5.12
Luminarias	4	1.28	5.12
Sistema contra incendios	10	1.28	12.8
Extras	2	1.28	2.56
∑ Total (Wc)		33.28 kg/m = 0.033 t/m	
Carga Viva			
Para techos con cobertura (E 020)	30	1.28	38.4
∑ Total (Wv)		38.40 kg/m = 0.038 t/m	

Cargas de viento

Se debe considerar que las cargas de viento siempre actúan perpendicularmente a la superficie del techo. Por lo tanto, las cargas de viento actuarán en el eje W.

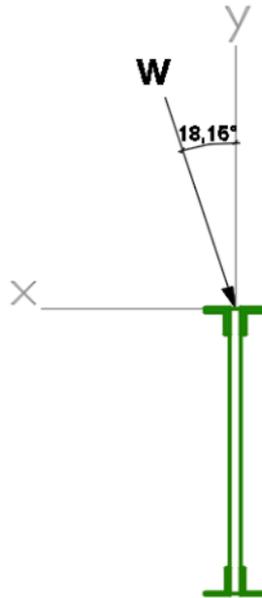


Figura 180. Eje de carga de viento.

De las combinaciones obtenidas para viento en la sección 4.2.1.1.(a). Se presenta la siguiente tabla con las cargas de viento para la vigueta.

Tabla 77

Metrado de cargas de viento en las viguetas.

Cargas de viento					
Ubicación	Ancho tributario (m)	C1 Barlovento (t/m)	C1 Sotavento (t/m)	C2 Barlovento (t/m)	C2 Sotavento (t/m)
Vigueta crítica (eje inclinado W)	1.28	-0.0252	0.0216	0.0108	0.0216
Vigueta crítica (eje Y)* Cos 18.15°	1.28	-0.0239	0.0205	0.0102	0.0205

Notas:

Para el análisis estructural se usará solo la carga -0.0239 (presión) que resulta en la combinación más crítica sumadas a las cargas de gravedad.

b. Análisis estructural

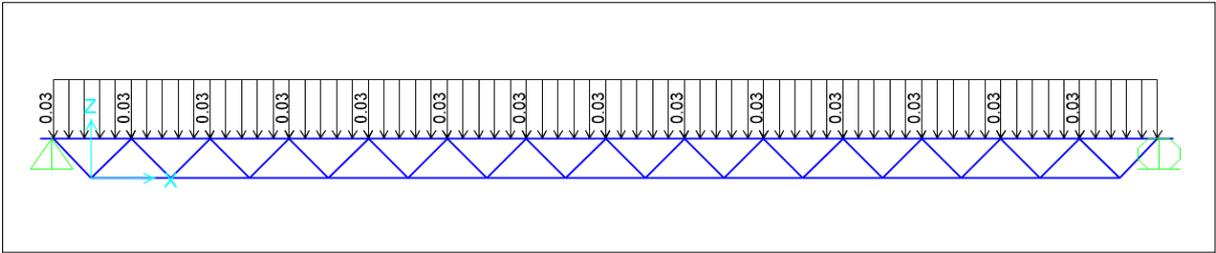


Figura 181. Carga muerta en la vigueta.

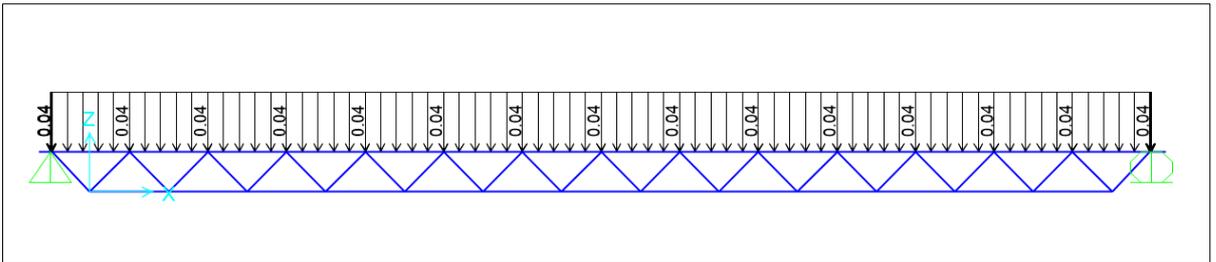


Figura 182. Carga viva en la vigueta.

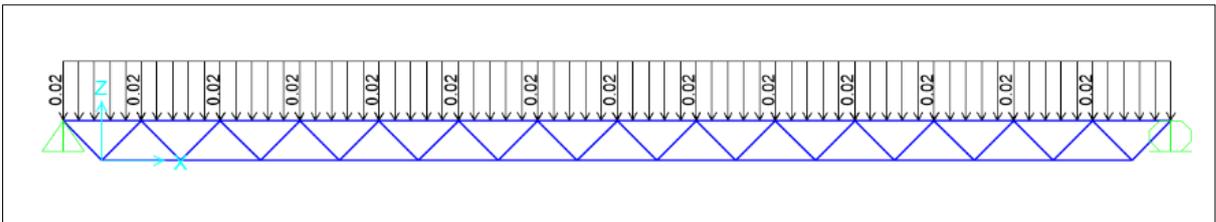


Figura 183. Carga de viento en la vigueta.

La E.090 (21), indica que se usarán las siguientes combinaciones según el método "LRFD":

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

E: Carga de sismo de acuerdo con la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

R: Carga por lluvia o granizo.

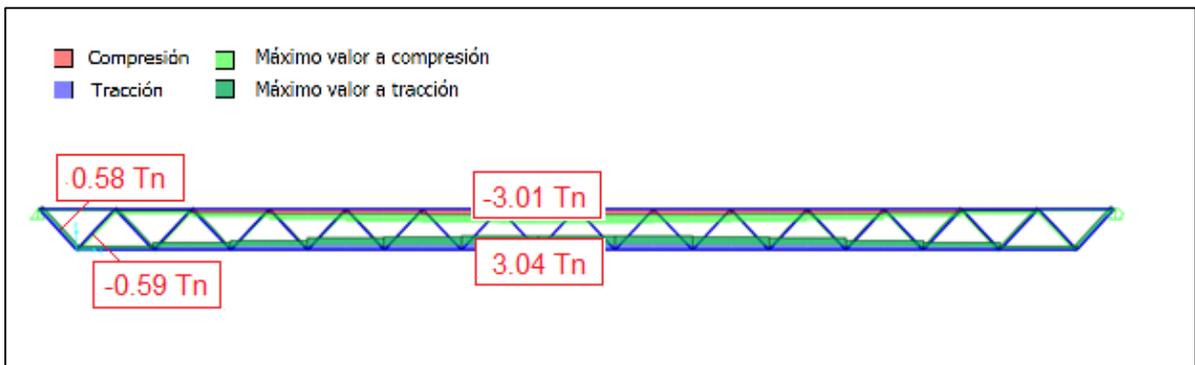
a) $R_u = 1,4D$

b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W$

c) $R_u = 1,2D + 1,3W + 0,5L$

d) $R_u = 0,9D + 1,3W$

Dando la siguiente envolvente de esfuerzos críticos



Nota. Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

Figura 184. Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta.

En el programa SAP 2000 obtenemos de la envolvente las cargas críticas actuantes por tipo de elemento.

Tabla 78

Cargas críticas en la vigueta.

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida superior	-	-3.0141
Brida inferior	3.0454	-
Diagonales	0.5845	-0.5943

c. Diseño brida superior

Para la brida superior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración espalda con espalda unida por soldadura con las diagonales a ambos lados.

Según **AISC 360-16** (8) y la **E.090** (21) el diseño a compresión de la brida superior se realizará como se muestra A continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida superior.

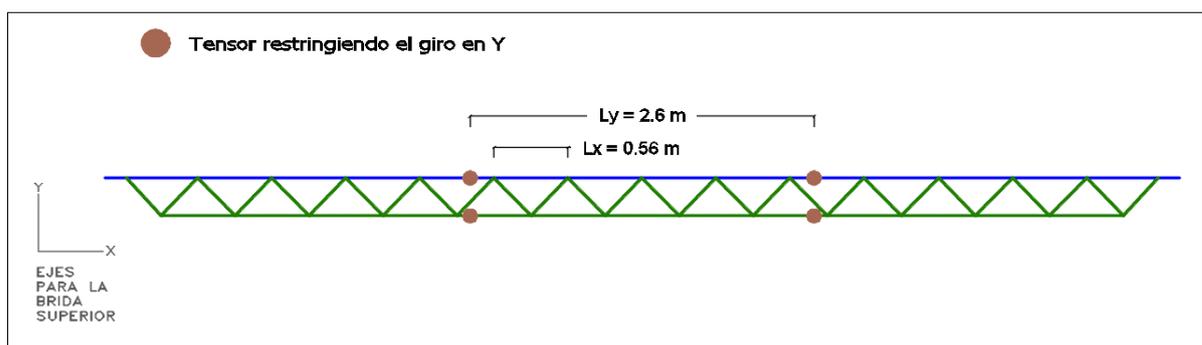


Figura 185. Longitudes sin arriostre de la brida superior.

$L_x = 0.56\text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$L_y = 2.60\text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min\ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 * 0.56 * 100}{200} = 0.28\ cm$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min\ y-y} = \frac{K \times L_y}{200} = \frac{1 * 2.60 * 100}{200} = 1.30\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L1-1/4x1-1/4x1/4**

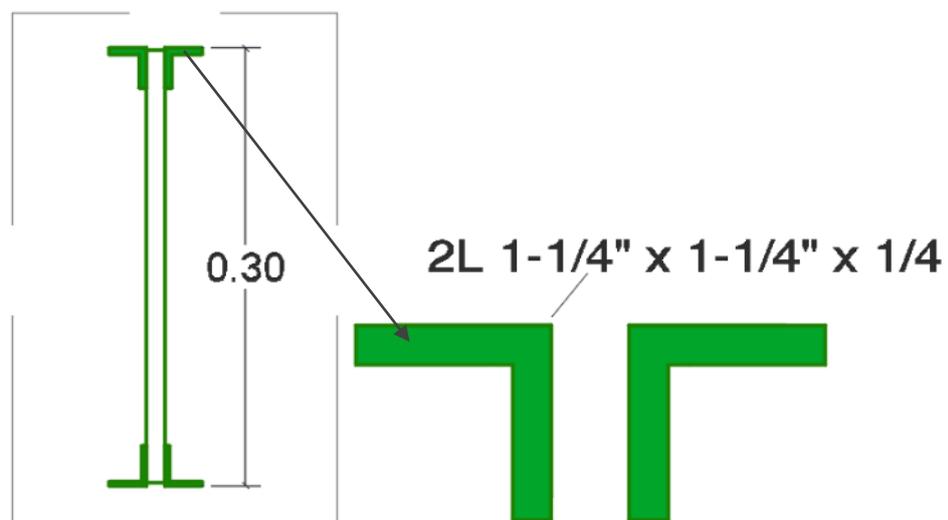


Figura 186. Sección de la brida superior.

$$A_g = 7.26 \text{ cm}^2 \text{ (área neta)}$$

$$r_x = 0.94 \text{ cm (radio de giro en x)}$$

$$r_y = 0.94 \text{ cm (radio de giro en y - un solo ángulo)}$$

$$r_z = 0.62 \text{ cm (radio de giro en z)}$$

$$b = 3.18 \text{ cm (ancho de ala)}$$

$$t = 0.64 \text{ cm (espesor del ala)}$$

Se verifica la esbeltez del perfil

Tabla 79

Comprobación de esbeltez de la brida superior.

$F_y = 36 \text{ ksi}$	λ	λ_p	Condición	
Ala	$\lambda = \frac{b}{t}$ $= 5.00$	$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.96$	$\lambda < \lambda_p$	No esbelto!

Se verificará el pandeo por flexión en los ejes X, Y y el pandeo por flexotorsión, para hallar el estado límite crítico que controla la resistencia a compresión.

Pandeo por flexión eje X-X

Determinamos el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr}

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 0.56 \times 100}{0.77} = 72.52$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $59.75 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(59.75)^2} = 5805.81 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.9 \left(0.658 \frac{4200}{5805.81} \right) 4200 = 1897.37 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 1897.37 \times 7.26 = 13783.42 \text{ kg} = 13.78 \text{ Tn } \textit{no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexión eje Y-Y

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_y}{R_y}$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Para conocer el valor de la primera expresión se hallará el radio de giro en Y-Y de la sección compuesta R_y , valor aún desconocido.

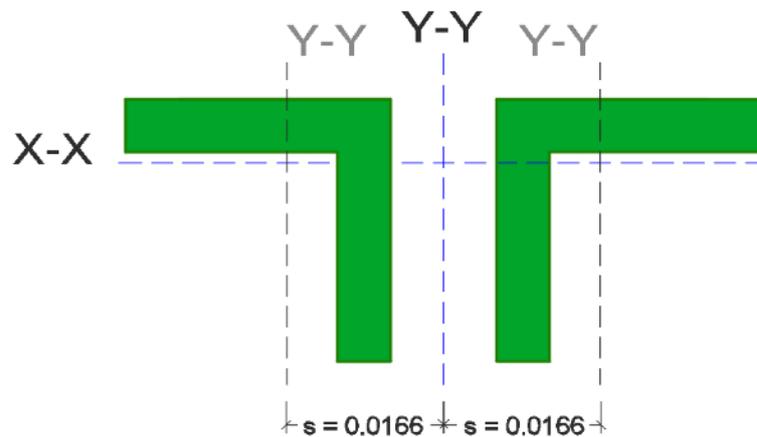


Figura 187. Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida inferior.

Datos previos:

$r_y = 0.94$ cm (Radio de giro en y de un solo ángulo)

$s = 1.66$ cm (Distancia del c.g. de un solo ángulo a c.g. de la sección compuesta en Y)

$$R_y = \sqrt{r_y^2 + s^2}$$

$$R_y = \sqrt{0.94^2 + 1.66^2} = 1.91 \text{ cm} > \text{radio m\u00ednimo, ¡ S\u00ed, cumple!}$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 2.60 \times 100}{1.91} = 136.47$$

$$\text{Si: } 136.47 > 135.70$$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9(0.877F_e)$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(136.74)^2} = 1112.80 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cr\u00edtico de pandeo por flexi\u00f3n ser\u00e1:

$$\phi F_{cr} = 0.9(0.877F_e) = 0.9(0.877 \times 1112.80) = 878.33 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza cr\u00edtica a compresi\u00f3n ser\u00e1:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times Ag$$

$$= 878.33 \times 7.26 = 6380.64 \text{ kg} = 6.38 \text{ Tn no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexotorsi\u00f3n

Los \u00e1ngulos estar\u00e1n soldados cada 56 cm debido a la uni\u00f3n con las barras diagonales

Datos previos:

$$L_y = 2.60 \text{ m (longitud de esbeltez)}$$

$$a = 0.56 \text{ m (distancia entre conectores)}$$

Para hallar el valor máximo de “a” se debe respetar la siguiente relación:

$$\frac{Ka}{r_i} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}$$

Datos previos:

$\frac{Ka}{r_i}$ = esbeltez de cada componente de la sección compuesta

$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}$ = esbeltez global de la sección armada sin considerar conectores

$r_i = r_z = 0.62$ cm (radio de giro menor en cada componente)

$K = 1$ (constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

$$\text{Entonces} \rightarrow a \leq \frac{3}{4} \times \frac{r_i \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}}{K}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} = \frac{KL_y}{r_y} = 136.47$$

$$r_i = r_z = 0.50 \text{ cm}$$

$$a \leq \frac{3}{4} \times \frac{0.62 \times 136.47}{1} = 63.18 \text{ cm} = 0.63 \text{ m}$$

Se verifica el valor de a inicial

$$0.56 \leq 0.63 \text{ m } \textit{Si cumple!}$$

Se determina el caso de esbeltez modificada para el miembro armado

$$\frac{a}{r_i} = \frac{56}{0.62} = 90.32$$

$$a) \text{ Cuando } \frac{a}{r_i} \leq 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r} \right)_m = \left(\frac{KL}{r} \right)_o$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{a}{r_i} > 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

Si: $90.32 > 40$

$$\text{Entonces } \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \text{ donde } K_i = 0.50 \text{ para angulos espalda con espalda}$$

$$= \sqrt{136.47 + \left(\frac{0.50 \times 56}{0.62}\right)^2} = 143.82$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexotorsión en el miembro armado se calculará se la siguiente manera:

$$\phi F_{Cr} = 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

Se halla el esfuerzo crítico F_{cry} y F_{crz}

Para hallar el F_{cry} necesitamos el esfuerzo de Euler con la esbeltez calculada para el miembro armado.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_m^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(143.82)^2} = 1002.08 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el caso de esfuerzo crítico F_{cr} de pandeo por flexión en el eje Y-Y, pero esta vez con la esbeltez efectiva del miembro armado.

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$

Comparando los siguientes valores.

- $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 143.82$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $143.82 > 135.70$

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

$F_{cry} = 0,877F_e = 0,877 \times 1002.08 = 878.82 \text{ kg/cm}^2$

Se determina el esfuerzo crítico en el eje Z, F_{crz}

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2}$$

Datos previos:

$G = 790000 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad de corte del acero)

$J = 1.08 \text{ cm}^4$ (constante torsional)

$A_g = 7.26 \text{ cm}^2$ (área Neta)

Para hallar \bar{r}_o (Radio de giro polar en torno al centro de corte) se usará la siguiente expresión:

$$\bar{r}_o^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

Datos previos:

$r_x = 0.94 \text{ cm}$ (radio de giro en torno al eje x)

$r_y = 1.91 \text{ cm}$ (radio de giro en torno al eje y)

$x_0 = 0$ cm (distancia del centro de corte con respecto al centroide en x)

Para hallar y_0 (Distancia del centro de corte con respecto al centroide en x) se usará la siguiente expresión de resistencia de materiales:

$$y_0 = \left(\bar{y} - \frac{t}{2} \right)$$

Datos previos:

$\bar{y} = 1.02$ cm (Centroide en el eje Y de un solo ángulo)

$t = 0.64$ cm (Espesor del ala)

Explicando en el siguiente gráfico el origen de las variables de la expresión

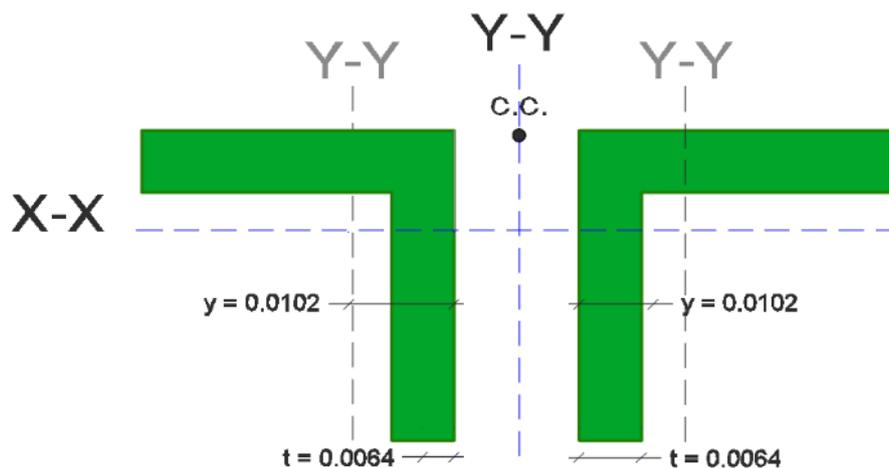


Figura 188. Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.

$$y_0 = \left(1.02 - \frac{0.64}{2} \right) = 0.71 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de las variables obtenemos el radio de giro polar en torno al centro de corte \bar{r}_0^2

$$\bar{r}_0^2 = 0^2 + 0.71^2 + 0.94^2 + 1.91^2 = 5.01 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de \bar{r}_0^2 obtenemos F_{crz} :

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{790000 \times 1.08}{7.26 \times 5.01} = 23542.88 \text{ kg/cm}^2$$

Se halla la constante por flexión, H

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 0.71^2}{2.24} = 0.90$$

Finalmente, F_{cr} será igual a:

$$\begin{aligned} \phi F_{cr} &= 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= 0.9 \left(\frac{878.82 + 23542.88}{2 \times 0.90} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 878.82 \times 23542.88 \times 0.90}{(878.82 + 23542.88)^2}} \right] = 787.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 787.91 \times 7.26 = 5723.76 \text{ kg} = 5.72 \text{ Tn } \textit{controla el pandeo!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$5.72 > 3.01 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

d. Diseño brida inferior

Para la brida inferior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración espalda con espalda unida por soldadura con las diagonales a ambos lados.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida inferior se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida inferior.

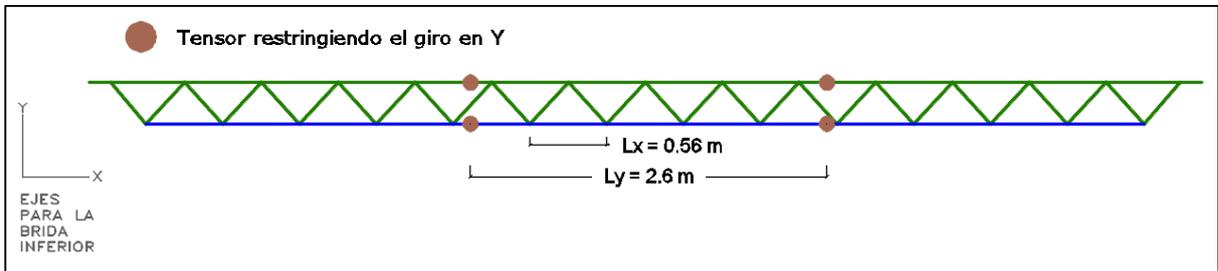


Figura 189. Longitudes sin arriostre de la brida inferior.

$L_x = 0.56 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$L_y = 2.60 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a tensión será como máximo igual a 300.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 300$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{\min x-x} = \frac{K \times L_x}{300} = \frac{1 \times 0.56 \times 100}{300} = 0.19 \text{ cm}$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{\min y-y} = \frac{K \times L_y}{300} = \frac{1 \times 2.60 \times 100}{300} = 0.87 \text{ cm}$$

Se seleccionará el perfil **2L2x2x1/8**

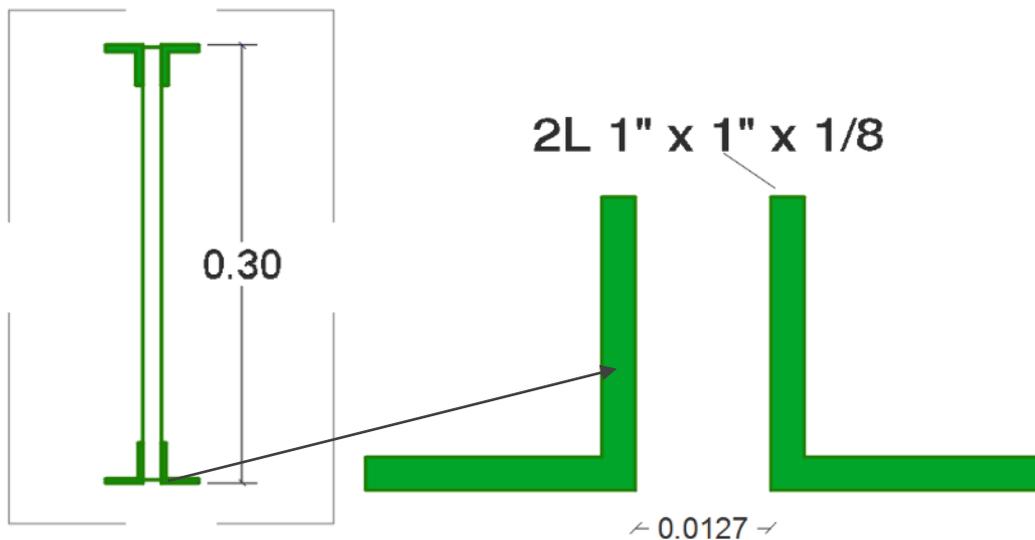


Figura 190. Longitudes sin arriostre de la brida inferior.

$A_g = 3.02 \text{ cm}^2$ (área neta)

$r_x = 0.77 \text{ cm}$ (radio de giro en x)

$r_y = 0.77 \text{ cm}$ (radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.50 \text{ cm}$ (radio de giro en z)

$b = 2.54 \text{ cm}$ (ancho de ala)

$t = 0.32 \text{ cm}$ (espesor del ala)

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia acero A-36)

$$A_g = 3.02 \text{ (Área Total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 3.02 = 6875.06 \text{ kg} = 6.88 \text{ Tn } \textit{no controla la resistencia!}$$

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A36)}$$

Para soldaduras se cumple que A_e se calculará como sigue:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que solo un ala de ambos ángulos estará soldada de manera longitudinal a las diagonales” se trata del caso 2 mencionado en la **Tabla D3.1** del (27) (La carga es transmitida solo por algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras)

Para este caso el valor de U se calcula como sigue:

$$U = 1 - x/l \text{ (Caso 2)}$$

Datos previos:

$x = 0.752 \text{ cm}$ (distancia del centroide del ángulo al eje de transmisión de fuerzas)

La longitud de soldadura mínima se obtuvo por proceso iterativo en el diseño de soldadura de las diagonales (2.54 cm) y para este caso se usará la proyección horizontal de dicha soldadura, ya que será la conexión crítica de la brida inferior.

$l = \cos 43^\circ \times 2.54 = 1.73 \text{ cm}$ (longitud de soldadura requerida a cada lado del ángulo)

$$U = 1 - \frac{0.752}{1.73} = 0.57$$

$$A_e = 0.57 \times 3.02 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 1.71 = 5229.22 \text{ kg} = 5.23 \text{ Tn} \text{ *controla la resistencia!*}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 5.23 > 3.04 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

e. Diseños diagonales

Para las montantes se optó por elegir una sección tubular.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a compresión y tracción de las diagonales, se realizará como se muestra A continuación,

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para las diagonales.

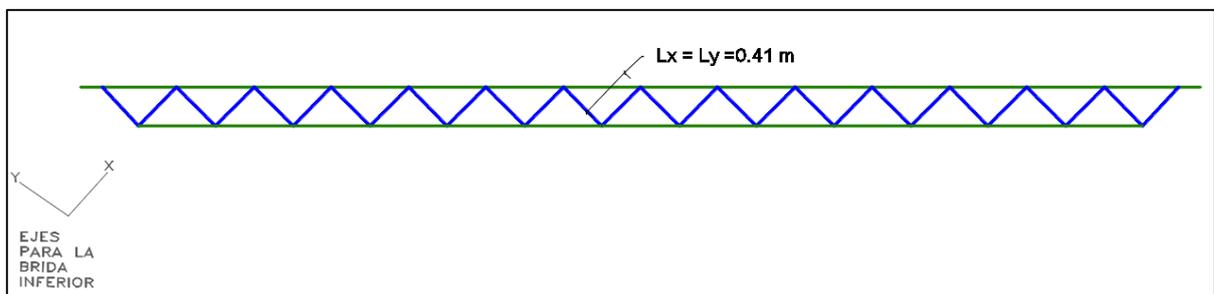


Figura 191. Longitudes sin arriostre de las diagonales.

$L_x = 0.41 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$L_y = 0.41 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

➤ Diseño a compresión

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x e y-y

$$r_{\min x-x} = \frac{K \times L}{200} = \frac{1 * 0.41 * 100}{200} = 0.20 \text{ cm}$$

Se seleccionará el perfil **Barra circular lisa 1/2"**

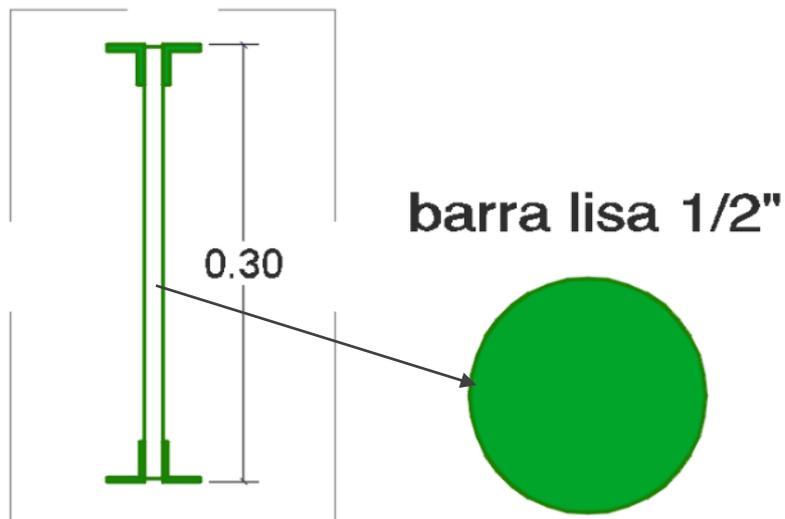


Figura 192. Sección de la diagonal.

$A_g = 1.27 \text{ cm}^2$ (área Neta)

$r_x = 0.32 \text{ cm}$ (radio de giro en x)

$r_y = 0.32 \text{ cm}$ (radio de giro en y)

La barra por ser sólida se considera como sección no esbelta

Pandeo por flexión eje x-x e y-y

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 0.43 \times 100}{0.32} = 135.43$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $135.43 < 135.70$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(135.43)^2} = 1129.98 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.9 \left(0,658 \frac{2530}{1129.98} \right) 2530 = 892.02 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 892.02 \times 1.27 = 1129.98 \text{ kg} = 1.13 \text{ t controla el pandeo!}$$

La AISC (8) mencionó que, ya que se trata de una sección de simetría doble, no se aplica chequeo por pandeo flexotorsional.

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 1.13 > 0.59 T_n \text{ si cumple!}$$

➤ Diseño a tracción

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fluencia acero A 36)}$$

$$A_g = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ (Área total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 1.27 = 2884.44 \text{ kg} = 2.88 T_n \text{ controla la resistencia!}$$

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A-36)}$$

Para soldaduras se cumple que:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que ambos lados de la barra estarán soldados de manera longitudinal a los miembros ubicados en las bridas superior e inferior se trata del caso 1. (Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras) $U = 1$

$$A_e = 1 \times 1.27 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 1.27 = 3876.32 \text{ kg} = 3.88 T_n \text{ no controla la resistencia!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 3.88 > 0.58 T_n \text{ si cumple!}$$

4.2.1.1. Arriostres

a. *Metrado de cargas*

Como los arriostres son diseñados exclusivamente para soportar cargas de viento, se analizará para la combinación más crítica (+0.8 para superficies verticales de edificios), considerando como área tributaria para cada punto las áreas mostradas a continuación.

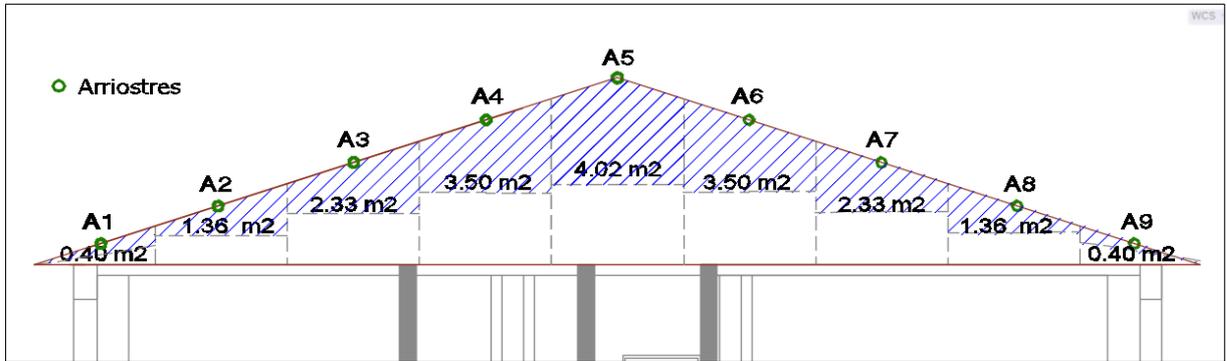


Figura 193. Área tributaria de los arriostres.

La norma E.020 (28) especifica que las cargas de viento se calcularán de la siguiente manera:

Hallamos la fuerza del viento con la siguiente expresión:

$$P_h = 0.005 \times C \times (Vh)^2$$

Datos previos:

C = +0.8 (Factor de forma en cargas de viento para superficies verticales en edificios – E 0.20)

Vh = 75 km/h (Velocidad de diseño en la altura media de la armadura-sección 4.2.1.1)

$$Ph = 0.005 \times 0.8 \times (75)^2 = 22.5 \text{ kg/m}^2$$

Multiplicando la fuerza del viento por el área tributaria se obtendrán las siguientes cargas puntuales.

Tabla 80

Metrado de cargas de viento en los arriostres.

Cargas de viento		
Ubicación	Área tributaria (m²)	Carga Puntual (t)
A5	4.02	0.0906
A4,T6	3.5	0.0788
A3,T7	2.33	0.0524
A2,T8	1.36	0.3071
A1,T9	0.4	0.0090

b. Análisis estructural

En el análisis se deben de tener las siguientes consideraciones:

- La combinación crítica según LRFD para una carga de viento se obtiene multiplicándola por **1.3 W**
- Se considerará que los arriostres no trabajan a compresión, ya que debido a su gran esbeltez su resistencia a la compresión se considera nula.

A continuación, se muestran las cargas (t) actuando sobre el sistema de arriostres.

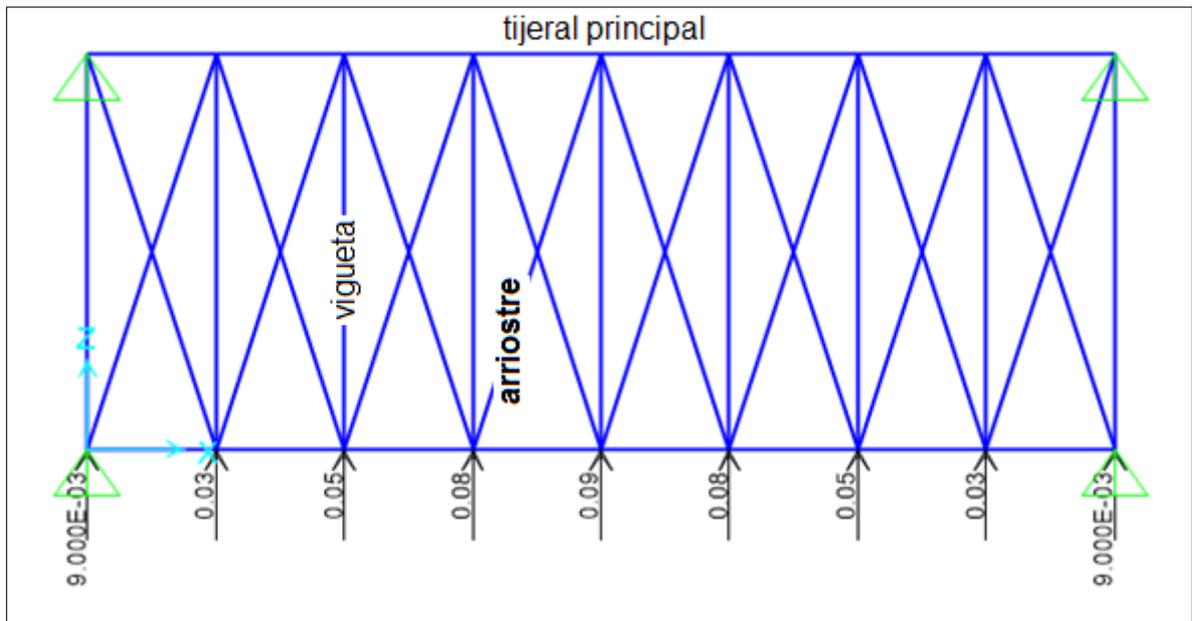


Figura 194. Carga de viento sobre el sistema de arriostres.

Dando el siguiente diagrama de fuerzas

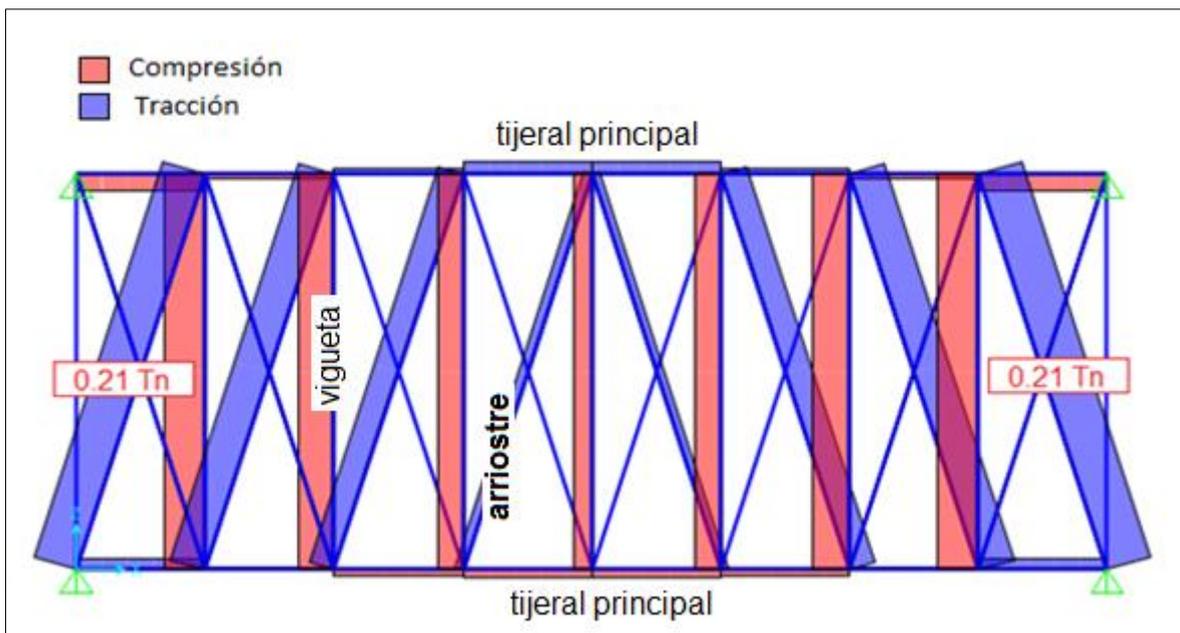


Figura 195. Envolvente de fuerzas críticas en el sistema de arriostres.

Dando como valor crítico a tracción **0.21 t**

c. Diseño estructural

Para los arriostres se seleccionará el perfil barra circular lisa 1/2".

Según la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida superior se realizará como se muestra a continuación:

barra lisa 1/2"

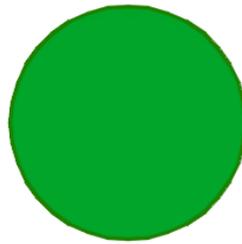


Figura 196. Sección del arriostre.

$$A_g = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ (área neta)}$$

$$r_x = 0.32 \text{ cm (radio de giro en x)}$$

$$r_y = 0.32 \text{ cm (radio de giro en y)}$$

La E090 (21) menciona, para varillas redondas roscadas la resistencia a tracción se determina solo en condición de fractura y con la siguiente expresión.

$$\phi P_n = \phi \times 0.75 \times F_u \times A_g$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia a la fractura del acero A-36)}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 0.75 \times 4080 \times 1.27 = 2907.24 \text{ Kg} = 2.91 \text{ Tn}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 2.91 > 0.21 \text{ Tn si cumple!}$$

4.2.2. Diseño de la armadura reticulada con configuración de caída a cuatro aguas

A continuación, se mostrará el diseño estructural para cada parte del sistema de armaduras reticuladas: armadura principal, viguetas, arriostres y tensores.

4.2.2.1. Armadura Principal

a. *Metrado de cargas*

Sobre la armadura actúan cargas de viento y gravedad que serán idealizadas como cargas puntuales sobre los nodos. A continuación, se muestra una figura con la numeración de cada nodo en la armadura.

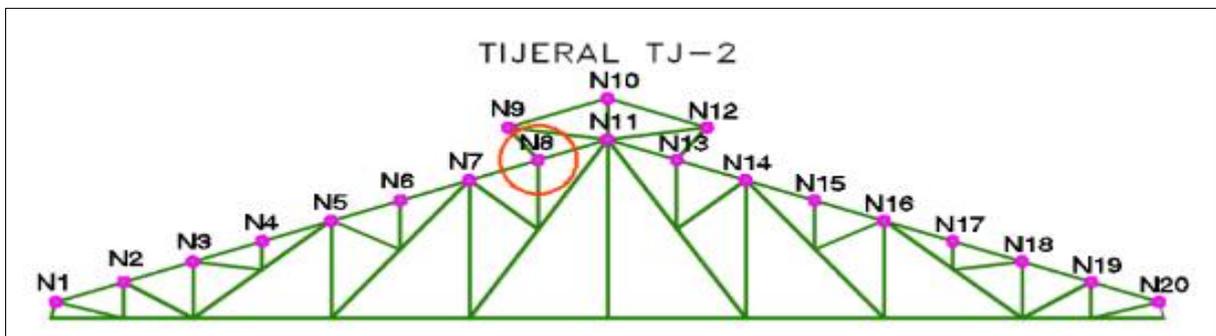


Figura 197. Nodos ubicados en el tijeral.

Cargas de gravedad

A continuación, se muestra un ejemplo de metrados para el nodo central N8

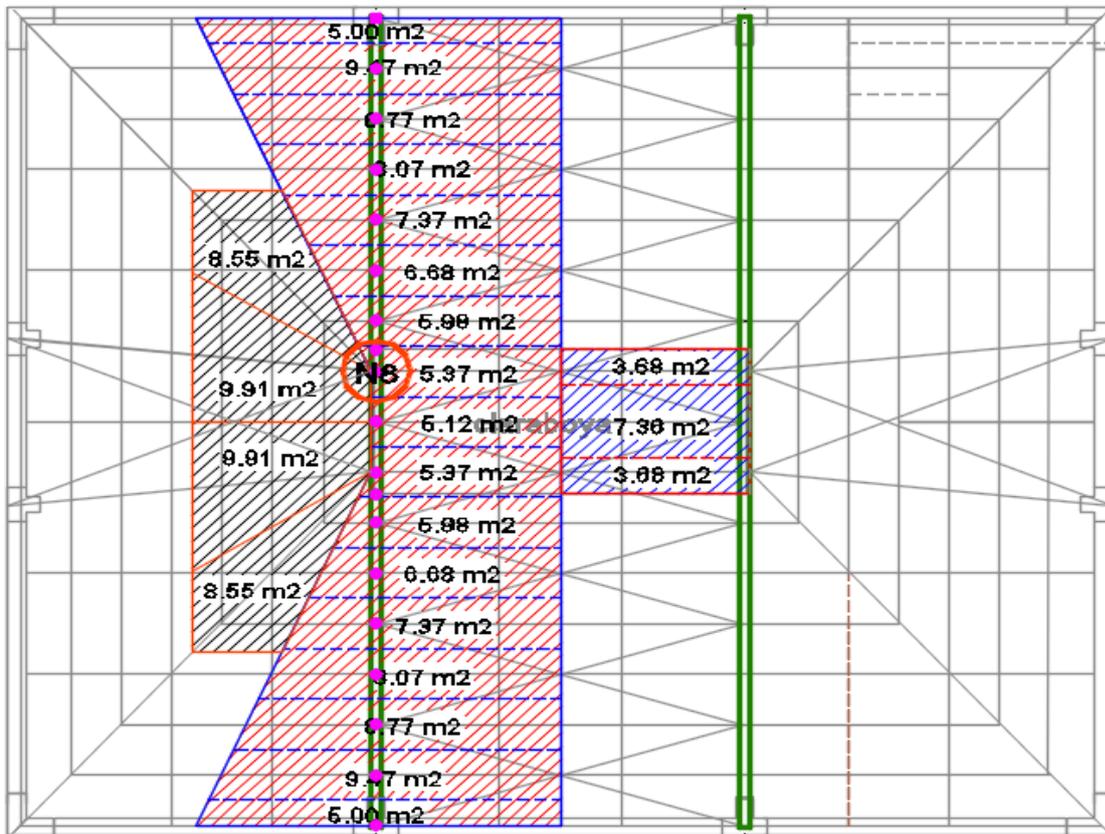


Figura 198. Área tributaria de los nodos en el tejado.

Se deben considerar las siguientes cargas para el metrado de cargas, se considera una carga aproximada para el peso propio de la armadura (42).

El nodo N8 soportará el área tributaria de 5.37 m² más el peso de las vigas intermedias VP-1(8.55 m²) y VI-1 (9.91 m²) dando un total de **23.82 m²** de área tributaria.

Tabla 81

Metrado de cargas por m2 para las armaduras principales.

ARMADURA PRINCIPAL (Nodos centrales)			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m2)	Área tributario (m2)	Peso (kg)
Peso propio	16	23.82	381.18
Cobertura	4	23.82	95.29
Luminarias	4	23.82	95.29
Sistema contraincendios	10	23.82	238.24
Extras	2	23.82	47.65
∑ Total (Wc)		857.65 kg = 0.86 t	
Carga Viva			
Peso propio	30	23.82	714.71
∑ Total (Wv)		714.71 kg/m = 0.71 t/m	

A continuación, se presenta un cuadro resumen con áreas tributarias y cargas de gravedad para todos los nodos de la armadura.

Tabla 82

Metrado de cargas de gravedad en la armadura principal en cada nodo.

ARMADURA PRINCIPAL - Cargas de gravedad			
Ubicación	Área tributaria (m2)	Carga Muerta (t)	Carga Viva(t)
N1, N20	5.00	0.18	0.15
N2, N19	9.47	0.34	0.28
N3, N18	8.77	0.32	0.26
N4, N17	8.07	0.29	0.24
N5, N16	7.37	0.27	0.22
N6, N15	6.68	0.24	0.20
N7, N14	5.98	0.22	0.18
N8, N13	23.82	0.86	0.71
N9, N12	3.68	0.13	0.11
N10	7.36	0.26	0.22
N11	5.12	0.18	0.15

Cargas de viento

La norma E.020 (28) especifica que las cargas de viento se calcularán de la siguiente manera:

Datos previos:

Ubicación del proyecto: El Tambo, Huancayo

$v = 65 \text{ km/h}$ (velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h – mapa eólico E 020)

$h = 14.16 \text{ m}$ (altura intermedia de la armadura)

Se halla la velocidad de diseño en la altura h en km/h

- $$V_h = v * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

$$V_h = 65 * \left(\frac{14.16}{10}\right)^{0.22} = 70.17 \text{ km/h}$$

- $$\text{velocidad minima} = 75 \text{ km/h}$$

Por lo tanto, la velocidad que se usará para el cálculo de la carga exterior del viento será $V_h = 75 \text{ km/h}$

Se halla la fuerza del viento

$$P_h = 0.005 * C * (V_h)^2$$

Donde “C” factor de forma, por ser una superficie inclinada de 18° de inclinación tomará las siguientes combinaciones.

Combinación 1

C1 (barlovento)	0.7	-19.69 kg/m ² (Presión)
C1 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m ² (Succión)

Combinación 2

C2 (barlovento)	-0.3	8.43 kg/m ² (Succión)
C2 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m ² (Succión)

A continuación, se presenta un cuadro resumen con las cargas de viento para todos los nodos de la armadura. Cabe resaltar que las cargas de viento actuarán de forma perpendicular a la armadura.

Tabla 83

Metrado de cargas de viento en la armadura principal en cada nodo.

ARMADURA PRINCIPAL - Cargas de viento					
Ubicación	Área tributaria (m²)	C1 Barlovento (t)	C1 Sotavento (t)	C2 Barlovento (t)	C2 Sotavento (t)
N1, N20	5.00	-0.10	0.08	0.04	0.08
N2, N19	9.47	-0.19	0.16	0.08	0.16
N3, N18	8.77	-0.17	0.15	0.07	0.15
N4, N17	8.07	-0.16	0.14	0.07	0.14
N5, N16	7.37	-0.15	0.12	0.06	0.12
N6, N15	6.68	-0.13	0.11	0.06	0.11
N7, N14	5.98	-0.12	0.10	0.05	0.10
N8, N13	23.82	-0.47	0.40	0.20	0.40
N9, N12	3.68	-0.07	0.06	0.03	0.06
N10	7.36	Cx: 0.04; Cz: - 0.01		Cx: 0.01; Cz: 0.09	

En la claraboya en el nodo superior (N10) - central, se da la fuerza resultante de barlovento y sotavento y se expresa en la descomposición de esta fuerza en dos direcciones para así insertarlas al programa.

El signo (-) indica fuerza de presión, mientras (+) fuerza de succión.

b. Análisis estructural

A continuación, se muestran las cargas (t) de cada tipo actuando sobre la armadura

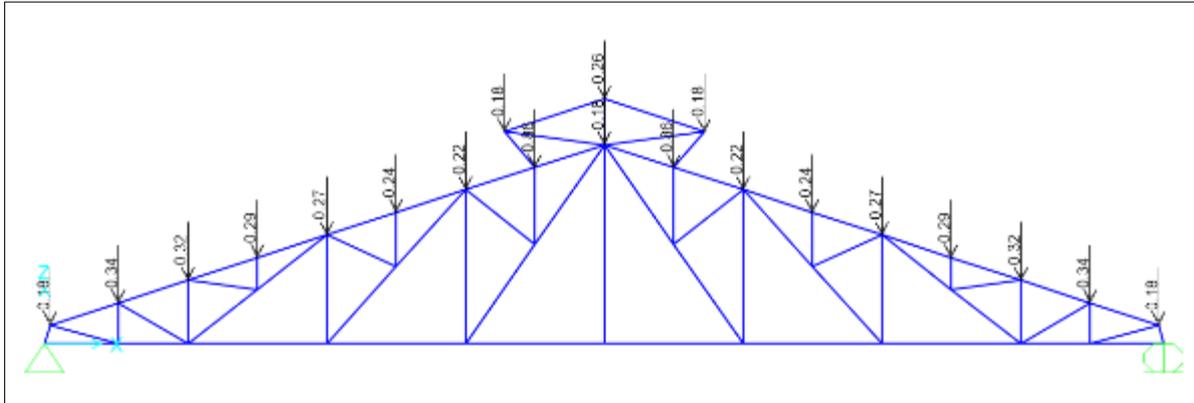


Figura 199. Carga muerta en el tejero.

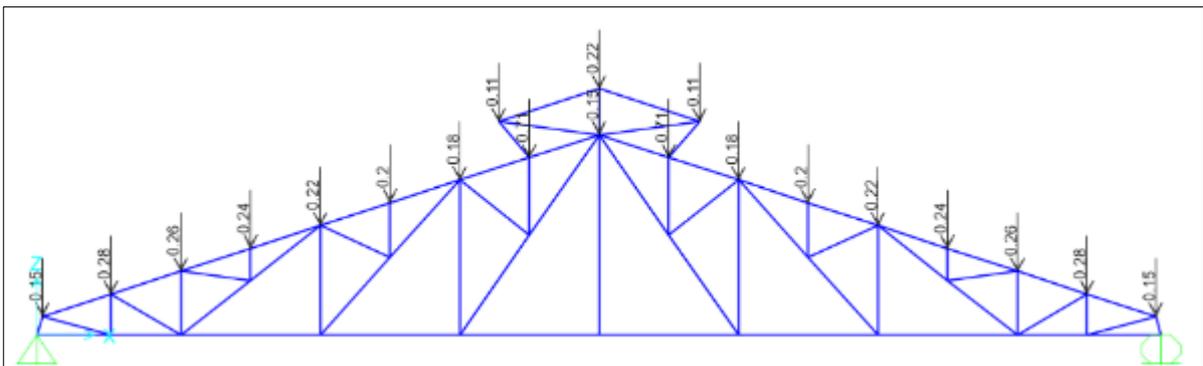


Figura 200. Carga viva en el tejero.

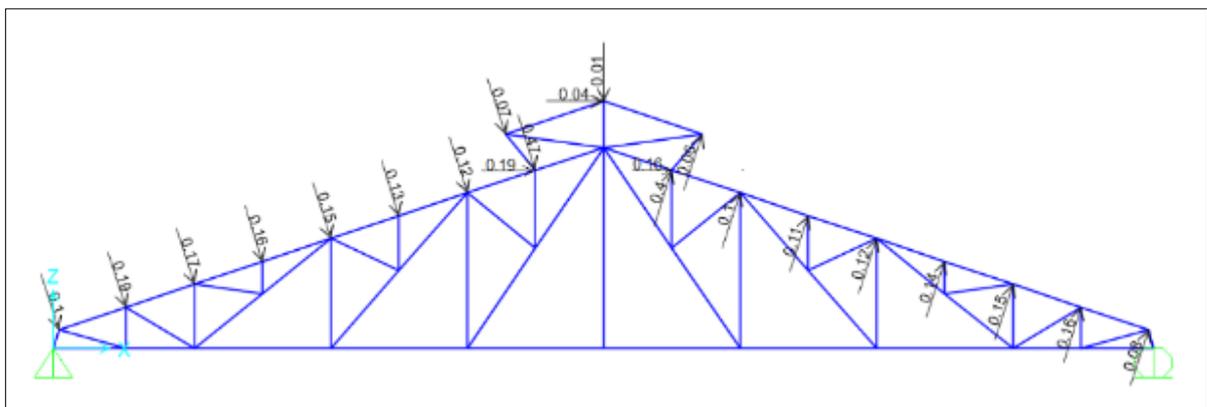


Figura 201. Carga de viento combinación 1.

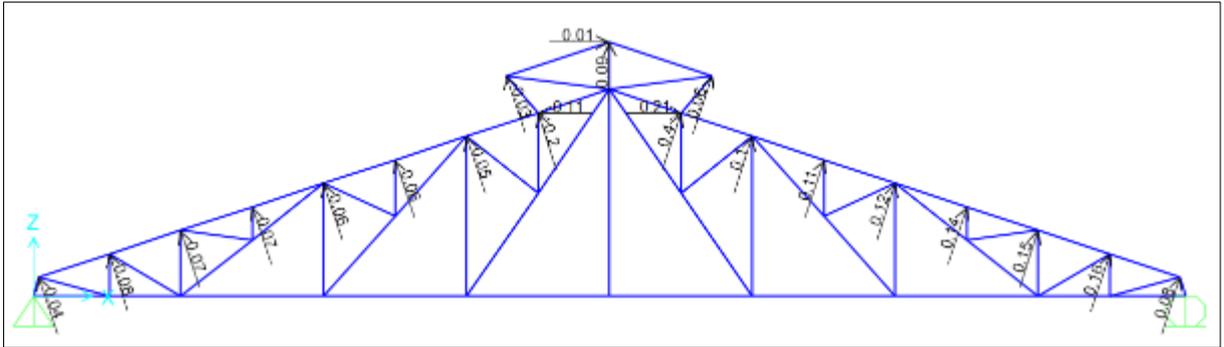


Figura 202. Carga de viento combinación 2.

La E.090 (21), indica que se usarán las siguientes combinaciones según el método "LRFD":

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

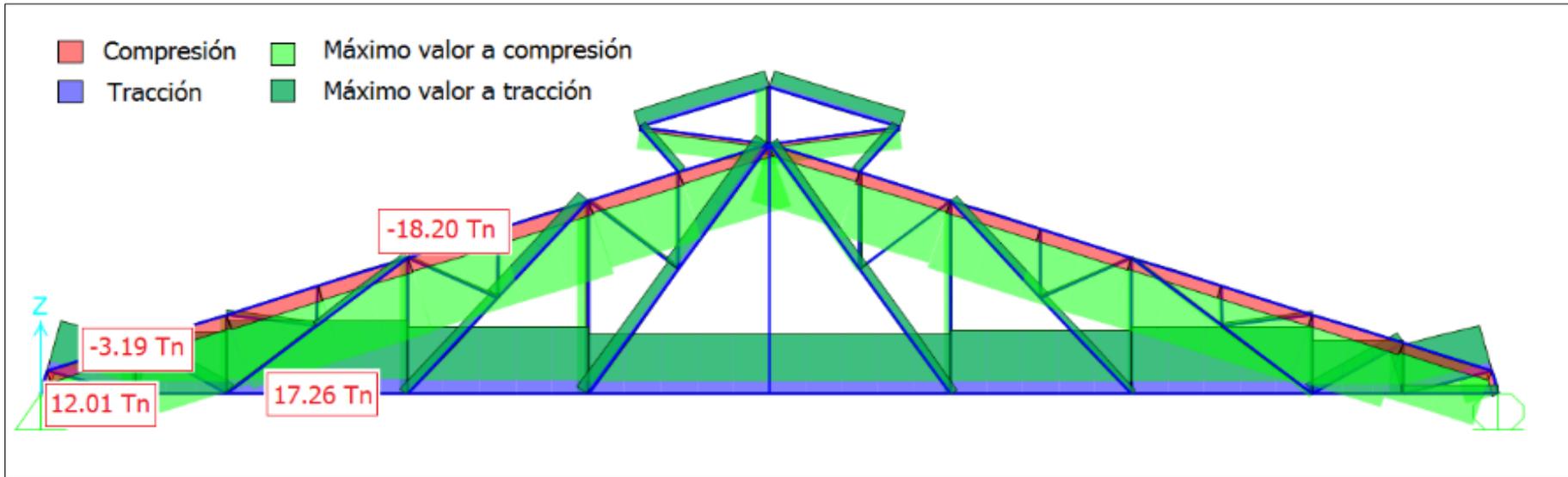
S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo con la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

R: Carga por lluvia o granizo.

- a) $R_u = 1,4D$
- b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W_1$
- c) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W_2$
- d) $R_u = 1,2D + 1,3W_1 + 0,5L$
- e) $R_u = 1,2D + 1,3W_2 + 0,5L$
- f) $R_u = 0,9D + 1,3W_1$
- g) $R_u = 0,9D + 1,3W_2$

Dando la siguiente envolvente de esfuerzos críticos:



Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

Figura 203. Envolvente de fuerzas críticas en la armadura.

Del programa SAP 2000 obtenemos las cargas críticas actuantes por tipo de elemento.

Tabla 84

Cargas críticas en la armadura principal.

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida superior	-	-18.2034
Brida inferior	17.2601	-
Diagonales	12.0115	-
Montantes	-	-3.1917

Producto de la combinación de cargas también se obtuvieron las reacciones críticas en los apoyos de la armadura:

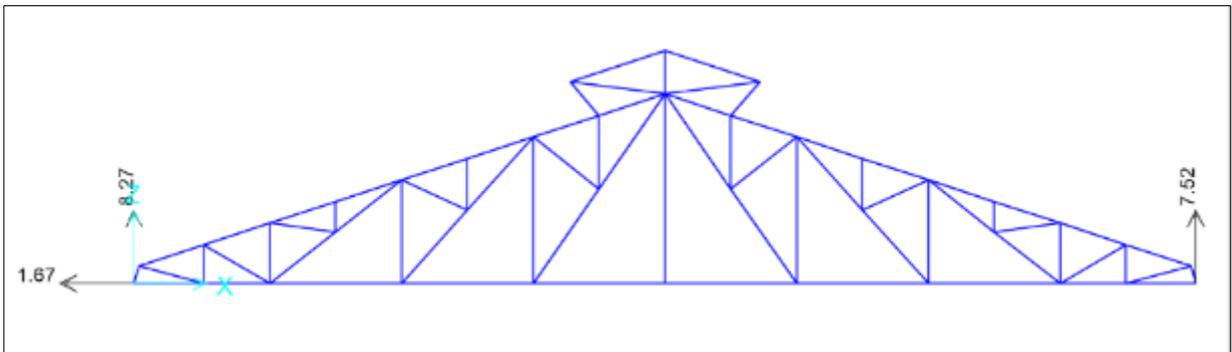


Figura 204. Reacciones críticas en los apoyos de la armadura.

Tabla 85

Reacciones críticas en la armadura principal.

Reacciones críticas – Apoyos de la armadura principal		
Ubicación	Horizontal (t)	Vertical (t)
Apoyo Fijo	1.67	8.27
Apoyo Móvil	-	7.52

c. Diseño brida superior

Los requerimientos de resistencia y la configuración geométrica de la brida superior son prácticamente iguales al diseño de la brida superior de la alternativa de techado a dos aguas mostrado en la sección 4.2.1.1. Armadura principal (c). Por lo tanto los perfiles elegidos así como el proceso de diseño serán idénticos.

Comparamos la fuerza resistente del modelo referido con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 19.63 > 18.20 Tn \text{ si cumple!}$$

d. Diseño brida inferior

Los requerimientos de resistencia y la configuración geométrica de brida inferior son prácticamente iguales al diseño de la brida inferior de la alternativa de techado a dos aguas mostrado en la sección 4.2.1.1. Armadura principal (d). Por lo tanto, los perfiles elegidos, así como el proceso de diseño serán idénticos.

Comparamos la fuerza resistente del modelo referido con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 18.07 > 17.26 Tn \text{ si cumple!}$$

e. Diseño de montantes

Para las montantes se optó por elegir una sección cajón con un ángulo ubicado a cada lado de la sección armada.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a compresión de la brida superior, se realizará como se muestra a continuación,

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez crítica para las montantes.

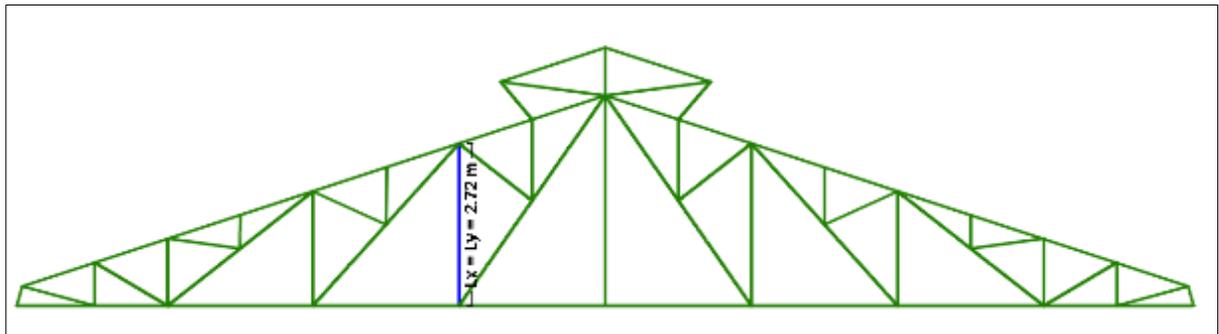


Figura 205. Longitudes sin arriostre del montante.

Nota: No se consideró la montante central como elemento con la longitud crítica, ya que este elemento recibe cargas insignificantes

$L_x = 2.72 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$L_y = 2.72 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$K = 1$ (constante de rigidez-elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x e y-y

$$r_{min\ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 \times 2.72 \times 100}{200} = 1.36\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L2x2x1/8**

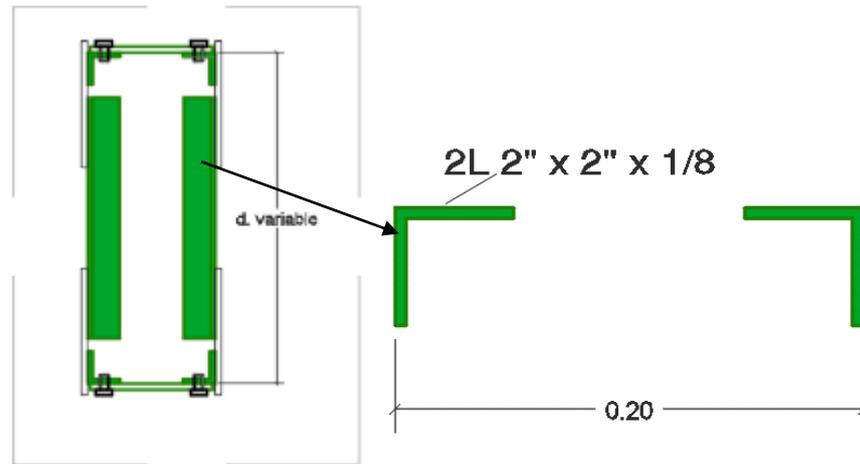


Figura 206. Sección del montante.

$A_g = 6.34\ cm^2$ (área neta)

$r_x = 1.58\ cm$ (radio de giro en x)

$r_y = 1.58\ cm$ (radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.99\ cm$ (radio de giro en z)

$b = 5.08\ cm$ (ancho de ala)

$t = 0.32\ cm$ (espesor del ala)

Se verifica la esbeltez del perfil

Tabla 86

Comprobación de esbeltez del montante.

$F_y = 36\text{ksi}$	λ	λ_p	Condición	
Ala	$\lambda = \frac{b}{t} = 12.96$	$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.96$	$\lambda < \lambda_p$	No esbelto!

La que la longitud de esbeltez en ambos ejes es igual, se analiza el pandeo por flexión del eje XX que es el eje más crítico, por presentar el menor radio de giro.

Pandeo por flexión eje XX

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 2.72 \times 100}{1.58} = 172.72$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

$$174.98 > 135.70$$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9(0.877 F_e)$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(172.20)^2} = 694.76 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9(0.877F_e) = 0.9(0.877 \times 676.94) = 694.76 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times Ag$$

$$= 548.37 \times 6.34 = 3474.19 \text{ kg} = 3.48 \text{ Tn } \textit{controla el pandeo!}$$

La AISC (8) menciona, que si la relación entre $\frac{b}{t} < 20$, entonces no se aplica el chequeo por pandeo flexotorsional.

Ya que:

$$\frac{b}{t} = \frac{5.08}{0.32} = 12.96 < 20 \rightarrow \textit{No se aplicara el chequeo por pandeo flexotorsional}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 3.47 > 3.19 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

f. Diseño de diagonales

Para las diagonales se optó por elegir una sección cajón con un ángulo ubicado a cada lado de la sección armada.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a tracción de las diagonales se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida inferior.

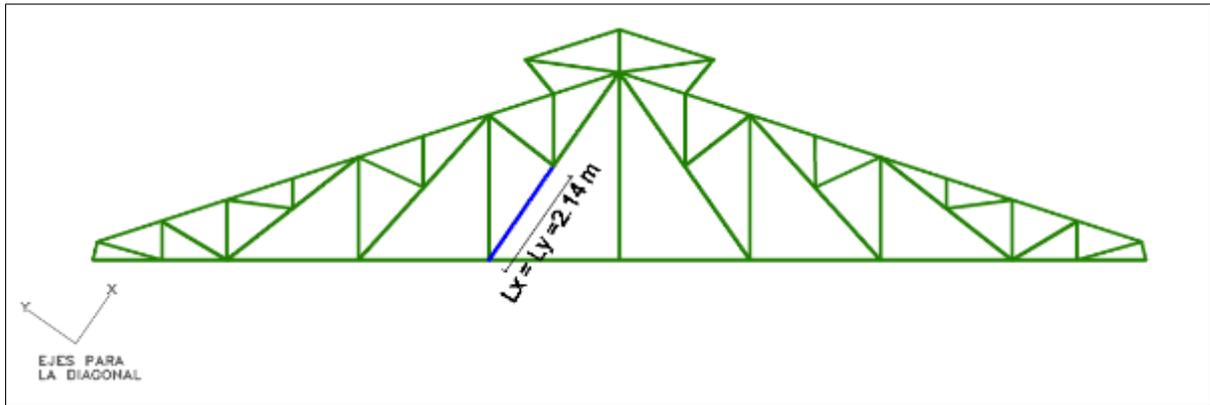


Figura 207. Longitudes sin arriostre del montante.

$L_x = 2.14 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$L_y = 2.14 \text{ m}$ (longitud de esbeltez)

$K = 1$ (constante de rigidez-elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a tensión será como máximo igual a 300.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 300$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x e y-y

$$r_{\min x-x} = \frac{K \times L_x}{300} = \frac{1 \times 2.14 \times 100}{300} = 0.71 \text{ cm}$$

Se seleccionará el perfil **2L1-3/4x1-3/4x3/16**

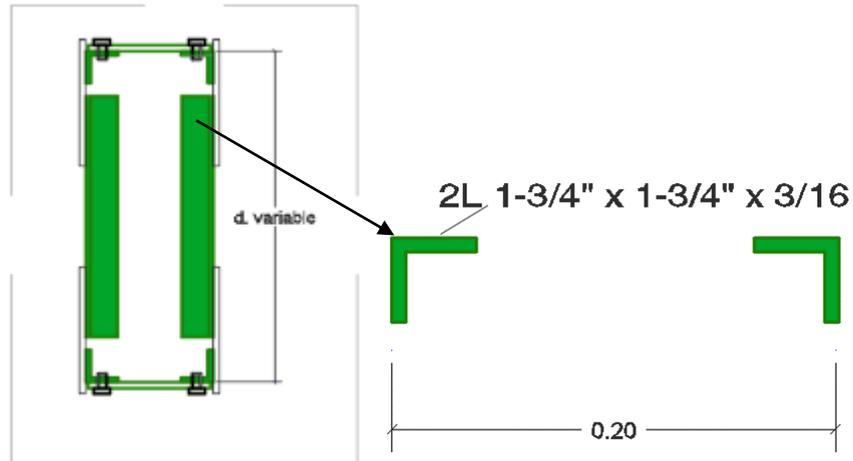


Figura 208. Sección del montante.

$$A_g = 8.01 \text{ cm}^2 \text{ (área neta)}$$

$$r_x = 1.36 \text{ cm (radio de giro en x)}$$

$$r_y = 1.36 \text{ cm (radio de giro en y-un solo ángulo)}$$

$$r_z = 0.87 \text{ cm (radio de giro en z)}$$

$$b = 4.44 \text{ cm (ancho de ala)}$$

$$t = 0.48 \text{ cm (espesor del ala)}$$

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fluencia acero A 36)}$$

$$A_g = 8.01 \text{ (Área total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 8.01 = 18245.34 \text{ kg} = 18.24 \text{ Tn } \textit{controla la resistencia!}$$

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A 36)}$$

Para soldaduras el área efectiva se calcula como sigue:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que las cargas de tracción son transmitidas a solo un ala del perfil a través de las cartelas, se encuentra del caso 2 mencionado en la **Tabla D3.1** del (27) (La carga es transmitida solo por algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras)

Para esto caso el valor de U se calcula como sigue:

$$U = 1 - x/l \text{ (Caso 2)}$$

Datos previos:

$x = 1.18 \text{ cm}$ (Distancia del centroide del ángulo al eje de transmisión de fuerzas)

La longitud de soldadura mínima se obtuvo por proceso iterativo en el chequeo de bloque de corte mostrado más adelante.

$l_t = 24 \text{ cm}$ (Longitud total de soldadura requerida)

$l = 6 \text{ cm}$ (Longitud de soldadura requerida a cada lado del ángulo)

$$U = 1 - \frac{1.28}{6} = 0.79$$

$$A_e = 0.79 \times 8.01 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 6.30 = 19267.21 \text{ kg} = 19.27 \text{ Tn} \text{ no controla la resistencia!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 18.24 > 12.76 \text{ Tn} \text{ si cumple!}$$

Bloque de corte en tracción

Para hallar la resistencia a bloque de corte se usará el valor crítico entre siguientes expresiones:

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq \phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

Donde:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fractura acero A 36)}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo de fluencia acero A 36)}$$

El valor de U_{bs} por tratarse de esfuerzos uniformes será igual $U_{bs} = 1$

El valor del área neta a tracción A_{nt} se calculará como sigue:

$$A_{nt} = t \times L_{st}$$

Datos previos:

$$t = 0.48 \text{ cm (espesor del ángulo)}$$

$$L_{st} = 0 \text{ cm (longitud de soldadura transversal)}$$

$$A_{nt} = 0.95 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

Para miembros soldados el área neta de corte será igual al área total de corte

$$A_{nv} = A_{gv}$$

Datos previos:

$$t = 0.48 \text{ cm (Espesor del ángulo)}$$

Se diseñará con 24 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (6 – 6 cm), que será la longitud de soldadura mínima para la fuerza actuante.

$$Lsl = 24 \text{ cm (Longitud de soldadura longitudinal)}$$

$$A_{nt} = 0.48 \times 24 = 11.42 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 4080 \times 11.42 + 1 \times 4080 \times 0) = 20974.46 \text{ kg} = 20.97 \text{ Tn}$$

No controla la resistencia!

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 \times 2530 \times 11.42 + 1 \times 4080 \times 0) = 13006.22 \text{ kg} = 13.01 \text{ Tn}$$

Controla la resistencia!

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi R_n = 13.01 > 12.01 \text{ Tn}$$

Si cumple!

Diseño de la cartela

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), en el diseño se deben tener las siguientes consideraciones:

- La resistencia a tensión de la cartela debe ser mayor a la solicitada por los elementos conectados a la carga aplicada por los elementos.
- Por el tamaño del ala en los ángulos de las diagonales la unión está condicionada a realizarse por soldadura.
- Por proceso constructivo todas las cartelas tendrán el mismo espesor y dimensiones, por lo tanto, se analizarán las fuerzas críticas a las que está

sometida una cartela para usarlo como espesor y dimensiones en común, adaptando la geometría a cada junta.

- Se recomienda usar planchas con espesores mayores a los 6mm.

Para elaborar las conexiones de cartelas típicas para toda la armadura necesitamos el diseño de las soldaduras para las fuerzas críticas por cada tipo de elemento (brida superior, brida inferior, diagonales y montantes).

Tabla 87

Cargas críticas en la cartela.

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida Superior	-	-18.20
Brida Inferior	17.26	-
Diagonales	12.01	-
Montantes	-	-3.19

Nota: el signo positivo (+) representan esfuerzos a tracción, y el signo negativo (-) esfuerzos a compresión.

Tabla 88

Secciones de los componentes de la armadura principal.

Secciones	
Elemento	Perfil
Brida Superior	2L 2"x2"x5/16
Brida Inferior	2L 2"x2"x1/4
Diagonales	2L 1-3/4x1-3/4x3/16
Montantes	2L 2"x2"x1/8

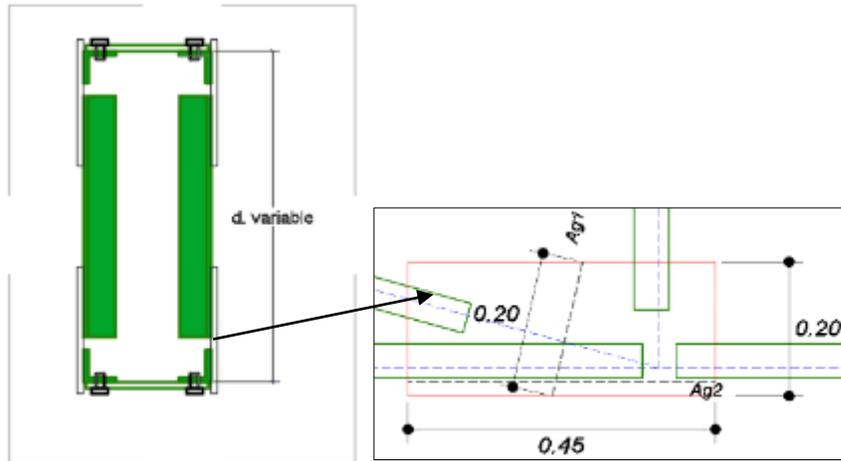


Figura 209. Configuración de la cartela.

El diseño se verificará para una cartela de **8" x 16" x 3/8"**

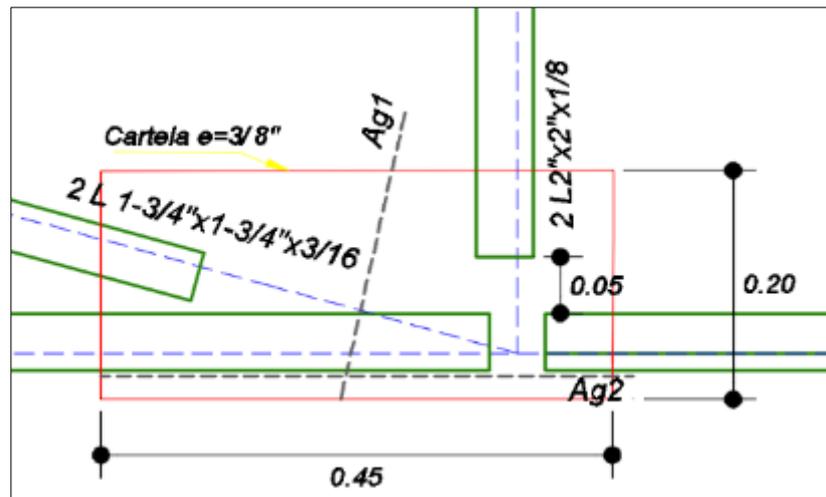


Figura 210. Configuración de la cartela y medidas.

Para elementos que tengan una esbeltez relativa, $KL/r \leq 25$, la resistencia a compresión será igual a: $\phi P_n = F_y A_g$, **“esto quiere decir que la resistencia a compresión será la misma que a tracción”**, debido a la longitud corta del elemento, no existirá pandeo, si no fluencia a compresión. La única parte de la cartela que presenta una longitud no arriostrada es desde el extremo inferior en las montantes hasta la brida inferior (5 cm).

Para el radio menor

$$\frac{K \times L_x}{r_x} = \frac{1 * 0.05 * 100}{0.27} = 18.18$$

$$18.18 \leq 25$$

Entonces $\rightarrow \phi P_n \text{ compresión} = \phi P_n \text{ tracción}$

Para la brida superior 2L 2"x2"x5/16

Fluencia en la cartela en Ag2

La resistencia a la fluencia a compresión se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g2} = 20 \times 0.95 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

A compresión:

$$\phi P_n = 43.38 > 19.53 \text{ Tn} \text{ *Si cumple!*}$$

Corte en la sección del perfil 2L 2"x2"x5/16

La resistencia a la fluencia en corte se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

El área total sometida a corte se calculará como sigue:

$$A_{gv} = t_{\text{perfil}} \times l_{\text{soldadura}}$$

Se diseñará con 15.5 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (3.88 - 3.88 cm), que será la longitud de soldadura mínima para la fuerza actuante.

$$A_{nt} = 0.79 \times 15.5 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \times 2530 \times 12.31 = 18677.32 \text{ Kg} = 18.68 \text{ Tn}$$

$$\phi R_n = 18.68 > 18.20 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

La “ruptura en corte” no se verificará debido a que $A_{gv} = A_{nv}$. Por lo tanto, la Fluencia en corte siempre dará la resistencia crítica.

Para la brida inferior 2L 2"x2"x1/4:

Fluencia en la cartela en Ag1

La resistencia a la fluencia a tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g1} = 20 \times 0.95 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

A tracción:

$$\phi P_n = 43.38 > 17.26 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Para las diagonales 2L 1-3/4"x1-3/4"x3/16:

Fluencia en la cartela en Ag1

La resistencia a la fluencia a tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g1} = 20 \times 0.95 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 19.05 = 43376.85 \text{ Kg} = 43.38 \text{ Tn}$$

A tracción:

$$\phi P_n = 43.38 > 12.01 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Para las montantes 2L 2"x2"x1/8

Fluencia en la cartela en Ag2

La resistencia a la fluencia a compresión se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

$$A_{g2} = 45 \times 0.95 = 42.86 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 42.86 = 97597.91 \text{ Kg} = 97.60 \text{ Tn}$$

A compresión:

$$\phi P_n = 97.60 > 3.19 \text{ Tn } \textit{Si cumple!}$$

Corte en la sección del perfil 2L 2"x2"x1/8

La resistencia a la fluencia en corte se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

El área total sometida a corte se calculará como sigue:

$$A_{gv} = t_{\text{perfil}} \times l_{\text{soldadura}}$$

Se diseñará con 7 cm de soldadura longitudinal distribuida en ambos ángulos y a la vez en ambos lados (1.75 - 1.75 cm), que será la longitud de soldadura mínima para la fuerza actuante.

$$A_{nt} = 0.32 \times 7 = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.60 \times 2530 \times 2.23 = 3379.07 \text{ Kg} = 3.38 \text{ Tn}$$

$$\phi R_n = 3.38 > 3.19 \text{ Tn} \text{ Si cumple!}$$

La "ruptura en corte" no se verificará debido, ya que $A_{gv} = A_{nv}$. Por lo tanto, la fluencia en corte siempre dará la resistencia crítica

b. Diseño de soldaduras

Para la brida superior 2L 2"x2"x1/4

Para el caso de la brida superior explicaremos el cálculo para un posible **traslape** dentro de la cartela, ya que es el caso más desfavorable que se puede dar en este tipo de conexiones.

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente fórmula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$$F_{nw} = 0.60 F_{E70} \text{ (Tensión nominal del metal de soldadura } 4900 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

Para hallar A_{we} (Ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será $1/4" = 0.64$ cm

$$A_{we} = \frac{0.64}{\sqrt{2}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4900 \times 0.45 = 990.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{18.20 \times 1000}{990.07} = 18.38 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 18.38 cm y la longitud del análisis de corte 15.50 cm

Longitud de soldadura final = 20 cm

Longitud de soldadura final por lado = 5 cm

La longitud de soldadura en traslapes será como mínimo el mayor valor entre los siguientes:

Distancia entre ejes de soldaduras = 5.08 cm

4 x tamaño de soldadura = 4 x 0.64 cm = 2.54 cm

5 x espesor del elemento mas delgado = 5 x 0.64 cm = 3.18 cm

Mayor de 2.5 cm

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 5.08 cm a cada lado del ángulo

Para la brida inferior 2L 2"x2"x1/4

Para el caso de la brida inferior explicaremos el cálculo para un posible **traslape** dentro de la cartela, ya que es el caso más desfavorable que se puede dar en este tipo de conexiones.

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$F_{nw} = 0.60 F_{E70}$ (Tensión nominal del metal de soldadura 4900 kg/cm²)

Para hallar A_{we} (Ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será $1/4" = 0.64$ cm

$$A_{we} = \frac{0.64}{\sqrt{2}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times 4900 \times 0.45 = 990.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{17.26 \times 1000}{990.07} = 17.43 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 17.43 cm y la longitud del análisis de bloque de corte 24 cm

Longitud de soldadura final = 24 cm

Longitud de soldadura final por lado = 6 cm

La longitud de soldadura en traslapes será como mínimo el mayor valor entre los siguientes:

$$\text{Distancia entre ejes de soldaduras} = 5.08 \text{ cm}$$

$$4 \times \text{tamaño de soldadura} = 4 \times 0.64 \text{ cm} = 2.54 \text{ cm}$$

$$5 \times \text{espesor del elemento mas delgado} = 5 \times 0.64 \text{ cm} = 3.18 \text{ cm}$$

Mayor de 2.5 cm

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 6 cm a cada lado del ángulo

Para las diagonales 2L 1-3/4"x1-3/4"x3/16:

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$$F_{nw} = 0.60 F_{E70} \text{ (Tensión nominal del metal de soldadura } 4900 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

Para hallar A_{we} (Ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será $1/4" = 0.64 \text{ cm}$

$$A_{we} = \frac{0.64}{\sqrt{2}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times 4900 \times 0.45 = 990.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{12.01 \times 1000}{990.07} = 12.13 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 12.13 cm y la longitud del análisis de bloque de corte en las diagonales 24 cm

Longitud de soldadura final = 24 cm

Longitud de soldadura final por lado = 6.00 cm

La longitud de soldadura será como mínimo el mayor valor entre los siguientes:

$$\text{Distancia entre ejes de soldaduras} = 3.81 \text{ cm}$$

$$4 \times \text{tamaño de soldadura} = 4 \times 0.64 \text{ cm} = 2.54 \text{ cm}$$

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 6.00 cm a cada lado del ángulo

Para los montantes 2L 2"x2"x1/8:

Se determina la resistencia de la soldadura ϕR_n con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} \times A_{we}$$

Datos previos:

$$F_{nw} = 0.60 F_{E70} \text{ (tensión nominal del metal de soldadura 4900 kg/cm}^2\text{)}$$

Para hallar A_{we} (ancho efectivo de soldadura) se dividirá el tamaño de soldadura entre la raíz cuadrada de 2, en este caso el tamaño elegido será $1/8" = 0.32$ cm

$$A_{we} = \frac{0.32}{\sqrt{2}} = 0.22 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4900 \times 0.22 = 495.04 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{3.19 \times 1000}{495.04} = 6.44 \text{ cm}$$

Se elegirá la longitud mayor entre 6.44 cm y la longitud del análisis de corte 7 cm

Longitud de soldadura final = 7

Longitud de soldadura final por lado = 1.75 cm

La longitud de soldadura será como mínimo:

$$4 \times \text{tamaño de soldadura} = 4 \times 0.32 \text{ cm} = 1.27 \text{ cm}$$

Colocando finalmente:

Soldadura filete de 1.75 cm a cada lado del ángulo

Ya teniendo la longitud de soldadura crítica por cada tipo de elemento, procedemos a mostrar las cartelas típicas para toda la armadura.

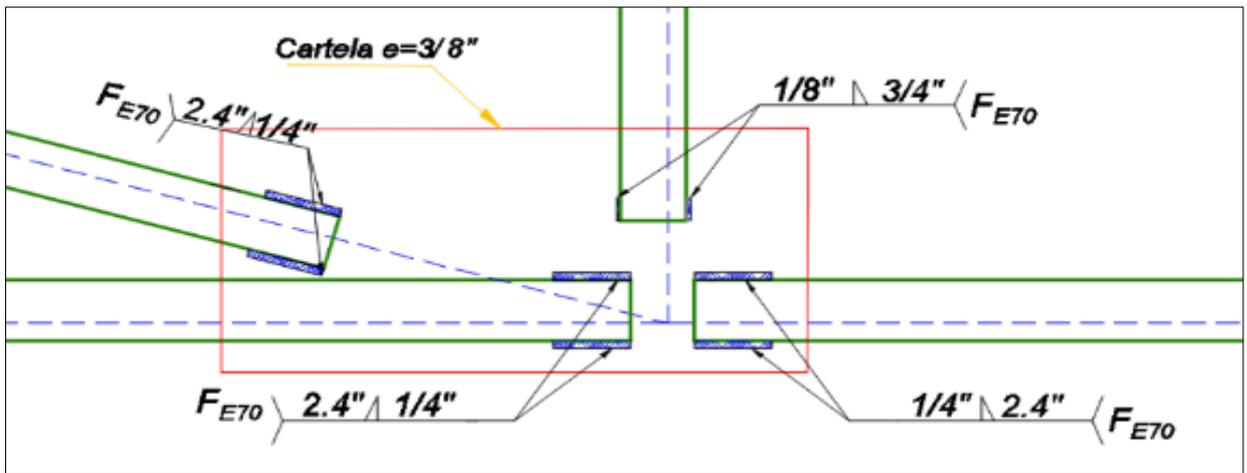


Figura 211. Diseño final de la cartela CR-1 (brida inferior).

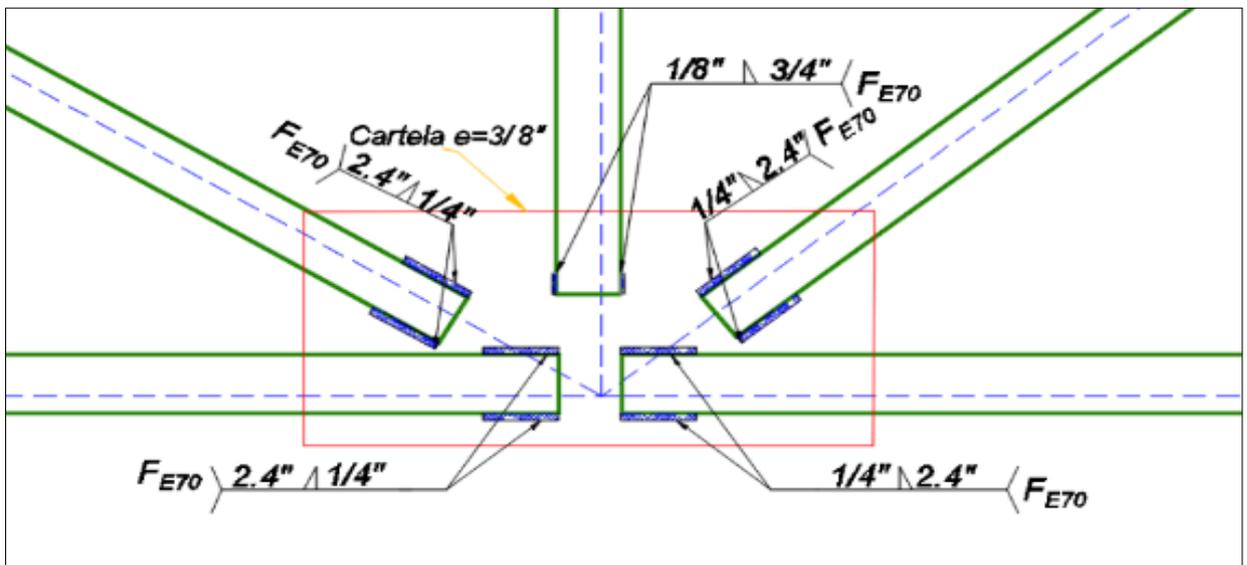


Figura 212. Diseño final de la cartela CR-2 (brida inferior).

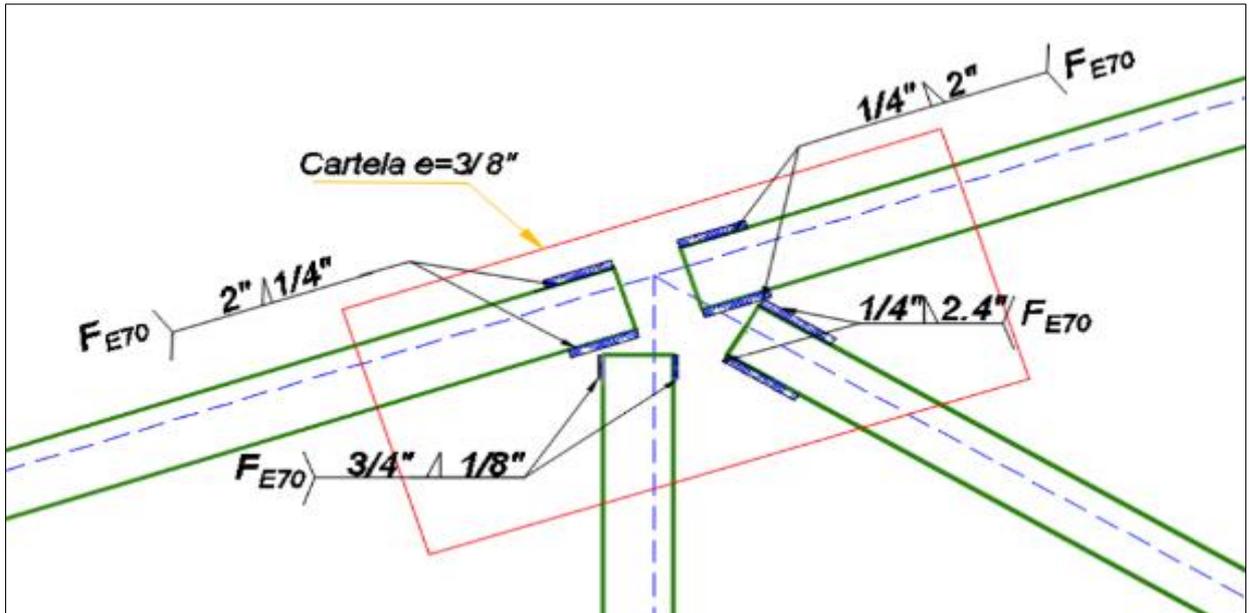


Figura 213. Diseño final de la cartela CR-3 (brida superior).

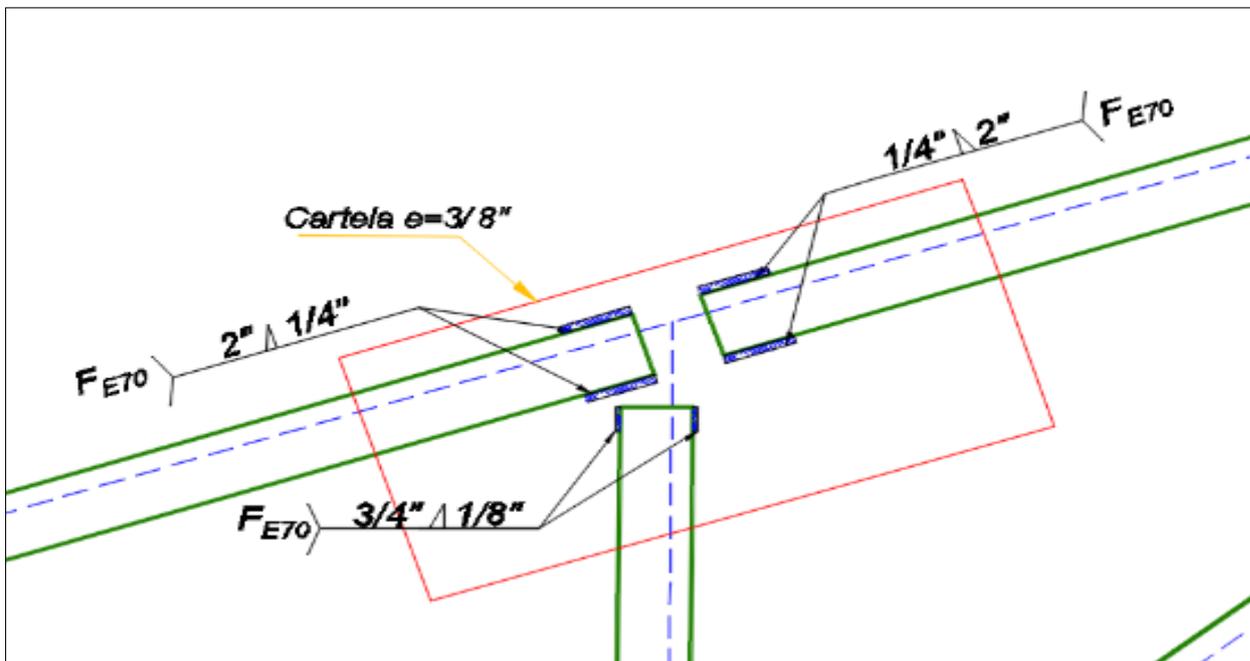


Figura 214. Diseño final de la cartela CR-4 (brida superior).

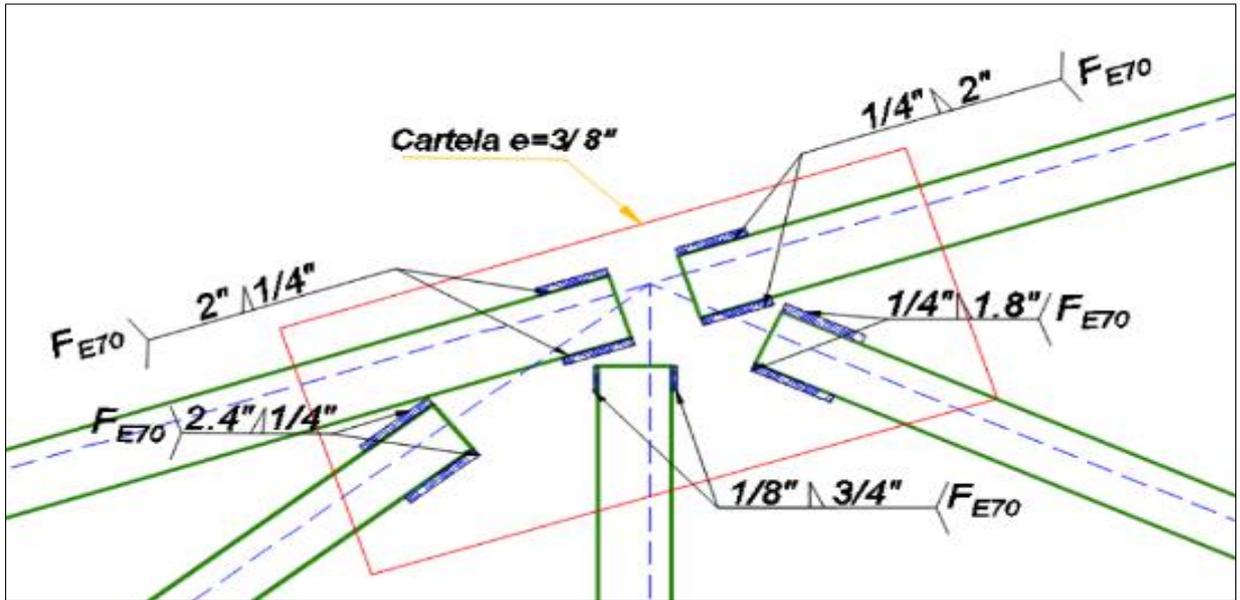
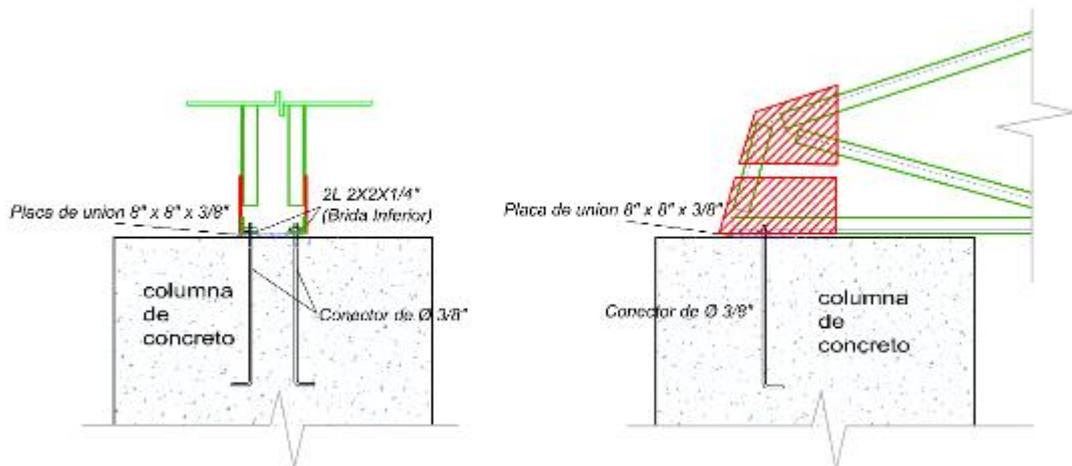


Figura 215. Diseño final de la cartela CR-5 (brida superior).

c. Diseño de apoyos de la armadura principal

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño de los apoyos se realizará como se muestra a continuación:

El diseño del apoyo se verificará para dos perfiles angulares L 2-1/2 x 2 x 3/16 conectados a través de una plancha de 12 mm de espesor.



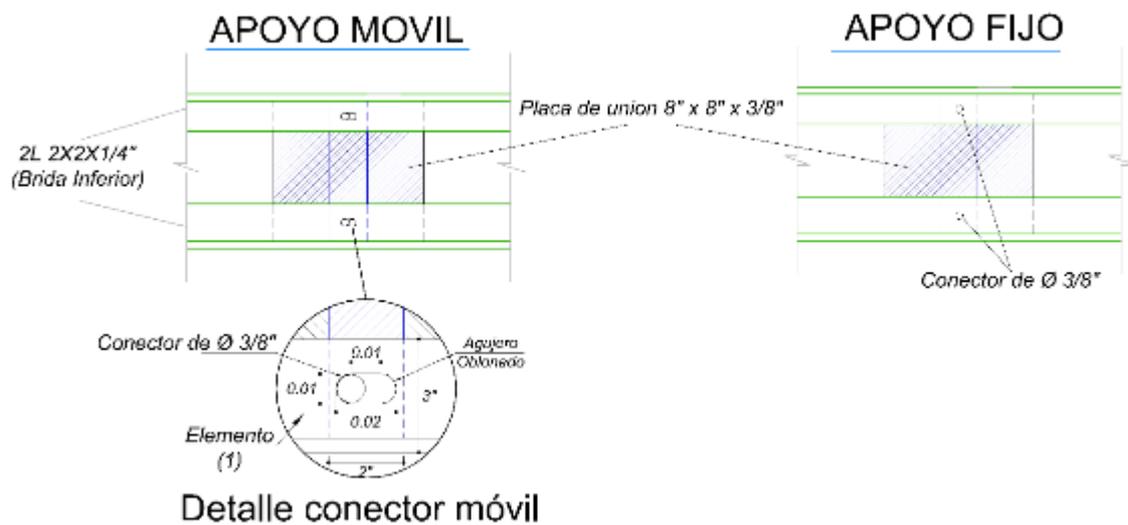


Figura 216. Ubicación de la placa de unión y conexiones de la armadura.

En el diseño se deben tener las siguientes consideraciones:

- Todos los miembros que forman parte de la conexión serán diseñados por la cortante de 1.19 t producida en los apoyos de la armadura.
- La placa de relleno se usará para el ajuste de la conexión y para la mejor distribución de esfuerzos en la viga de concreto.

Resistencia al corte en los pernos

c. Unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto

- Se seleccionará pernos tipo A307 de 3/8" de 20" (50 cm) de largo.
- Colocamos un perno para conectar cada ángulo de la brida inferior.

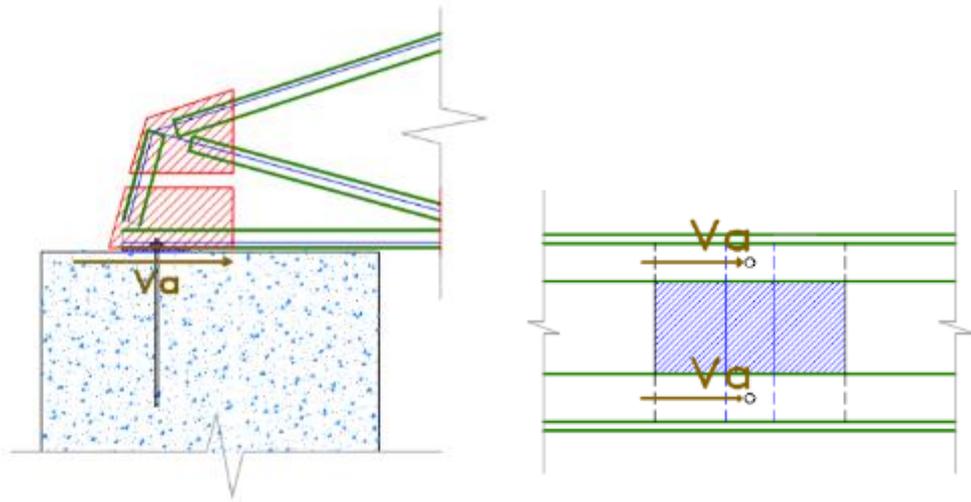


Figura 217. Cortante en la unión ángulos, plancha de unión y viga de concreto.

La resistencia al corte de los pernos se determinará con la siguiente formula:

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

Datos previos:

$$\phi F_n = 1900 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tensión de tracción nominal)}$$

$$A_b = 0.71 \text{ cm}^2 \text{ (Área neta del perno)}$$

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

$$\phi R_n = 2 \times (0.75 \times 1900 \times 0.71) = 2222 \text{ kg} = 2.22 \text{ Tn}$$

$$2.22 > 1.65 \text{ Tn Si cumple!}$$

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21), también se verificará lo siguiente con respecto a la ubicación de los pernos:

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser mayor que 24 veces el espesor del perfil más delgado o 30.5 cm.

$$S_{max} = 24 \times t - \text{perfil}$$

$$S_{min} = 24 \times 0.95 = 22.86 \text{ cm}$$

$$14.17 \leq 22.86 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 3 veces el diámetro nominal.

$$S_{min} = 3 \times \textit{diametro}$$

$$S_{min} = 3 \times 0.95 = 2.86 \text{ cm}$$

$$2.86 \leq 14.17 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

- Distancia mínima al borde para pernos de 3/8"

$$S_{min - borde} = 1.59 \text{ cm}$$

$$1.59 \leq 2.02 \text{ cm } \textit{Si cumple!}$$

Colocando finalmente:

2 Conectores 3/8"

4.2.2.2. Vigas Intermedias

Viga Intermedia VT-1

a. **Metrado de cargas**

Sobre las vigas actúan cargas de viento y gravedad que serán idealizadas como cargas puntuales sobre los nodos, aplicadas a lo largo de todas las vigas provenientes de las viguetas. A continuación, se muestra el metrado de cargas de gravedad y viento.

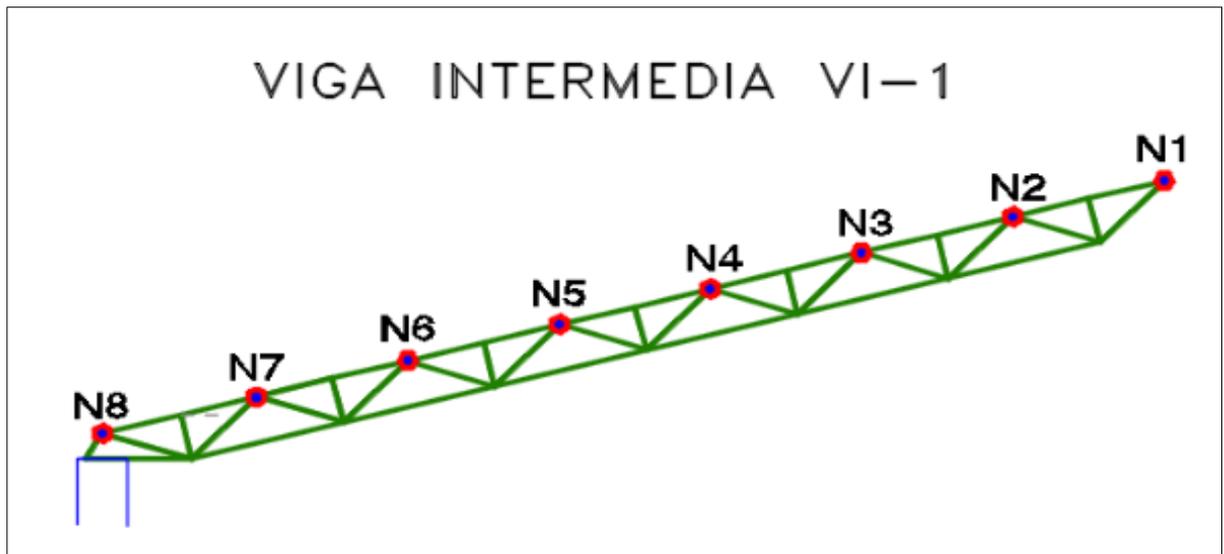


Figura 218. Nodos ubicados en la viga.

Cargas de gravedad

A continuación, se muestra el metrado de cargas de gravedad para la viga intermedia VI-1.

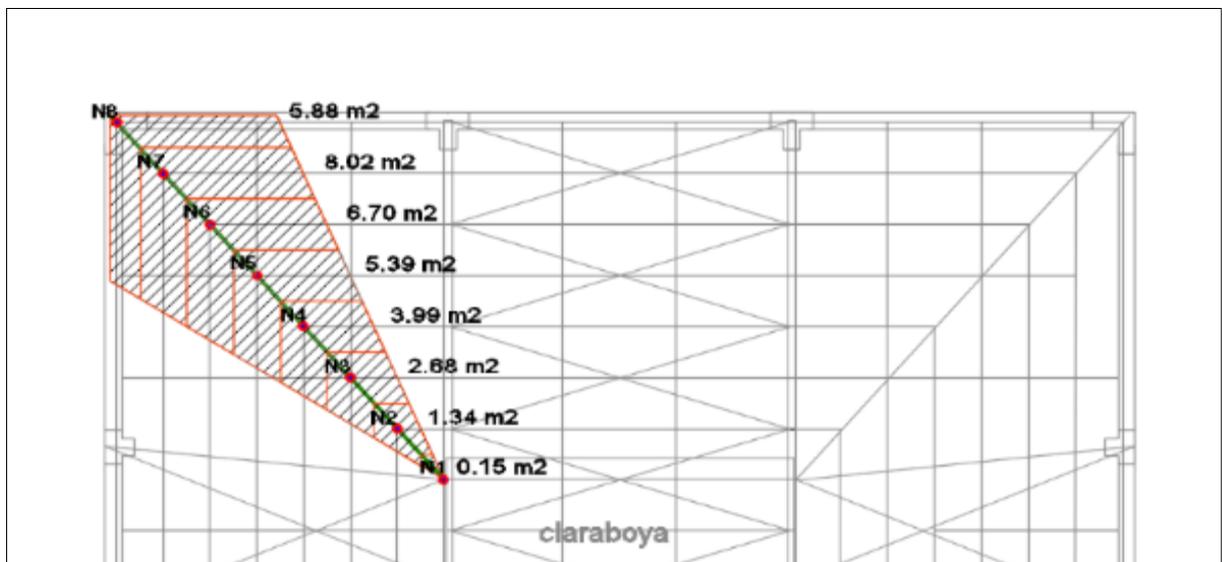


Figura 219. Área tributaria de cada nodo en la viga.

Se deben considerar las siguientes cargas para el metrado, se considera una carga aproximada para el peso propio de la viga (42).

Tabla 89

Metrado de cargas de gravedad en la viga VI-1.

VIGA INTERMEDIA VI-1			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Área tributaria (m²)	Peso (kg)
Peso propio	12	1	12
Cobertura	4	1	4
Luminarias	4	1	4
Sistema contraincendios	10	1	10
Extras	2	1	2
∑ Total (Wc)		32 kg = 0.032 t	
Carga Viva			
Peso propio	30	1	30
∑ Total (Wv)		30 kg = 0.030 t	

A continuación, se presenta un cuadro resumen con áreas tributarias y cargas de gravedad para todos los nodos de la viga.

Tabla 90

Metrado de cargas de gravedad en la viga intermedia VI-1 en cada nodo.

Cargas de gravedad			
Ubicación	Área tributaria(m²)	Carga Muerta (t)	Carga viva (t)
N1	0.15	0.00	0.00
N2	1.34	-0.04	-0.04
N3	2.68	-0.09	-0.08
N4	3.99	-0.13	-0.12
N5	5.39	-0.17	-0.16
N6	6.70	-0.21	-0.20
N7	8.02	-0.26	-0.24
N8	5.88	-0.19	-0.18

Cargas de viento

La norma E.020 (28) especifica que las cargas de viento se calcularán de la siguiente manera:

Datos previos:

Ubicación del proyecto: El Tambo, Huancayo

$v = 65 \text{ km/h}$ (Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h – mapa eólico E 020)

$h = 14.16 \text{ m}$ (Altura media de la armadura ubicada en el tercer nivel)

Hallamos la velocidad de diseño en la altura media de la armadura (h) en km/h

- $$V_h = v * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

$$V_h = 65 * \left(\frac{14.16}{10}\right)^{0.22} = 70.17 \text{ km/h}$$

- $$\text{velocidad minima (E. 090)} = 75 \text{ km/h}$$

Por lo tanto, la velocidad que se usará para el cálculo de la carga exterior del viento será **$V_h = 75 \text{ km/h}$**

Hallamos la fuerza del viento

$$P_h = 0.005 * C * (V_h)^2$$

Donde “C” es el factor de forma, por ser la viga una superficie inclinada de 15° de inclinación se tomará las siguientes combinaciones.

Combinación 1

C1 (barlovento)	0.7	-19.69 kg/m ² (Presión)
C1 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m ² (Succión)

Combinación 2

C2 (barlovento)	-0.3	8.43 kg/m ² (Succión)
C2 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m ² (Succión)

A continuación, se presenta un cuadro resumen con las cargas de viento para todos los nodos de la viga. Cabe resaltar que las cargas de viento actuarán de forma perpendicular a la viga.

Tabla 91

Metrado de cargas de viento en la viga intermedia VI-1 en cada nodo.

Cargas de viento					
Ubicación n	Área tributaria (m²)	C1 Barlovento (t)	C1 Sotavento (t)	C2 Barlovento (t)	C2 Sotavento (t)
N1	0.15	-0.0030	0.0026	0.0013	0.0026
N2	1.34	-0.0265	0.0227	0.0113	0.0227
N3	2.68	-0.0527	0.0452	0.0226	0.0452
N4	3.99	-0.0785	0.0673	0.0337	0.0673
N5	5.39	-0.1060	0.0909	0.0454	0.0909
N6	6.70	-0.1319	0.1130	0.0565	0.1130
N7	8.02	-0.1579	0.1354	0.0677	0.1354
N8	5.88	-0.1158	0.0993	0.0496	0.0993

Notas:

Para el análisis estructural se usará solo la combinación C1 (presión) que resulta en la combinación más crítica sumadas a las cargas de gravedad.

b. Análisis estructural

A continuación, se muestran las cargas (t) de cada tipo actuando sobre la viga.

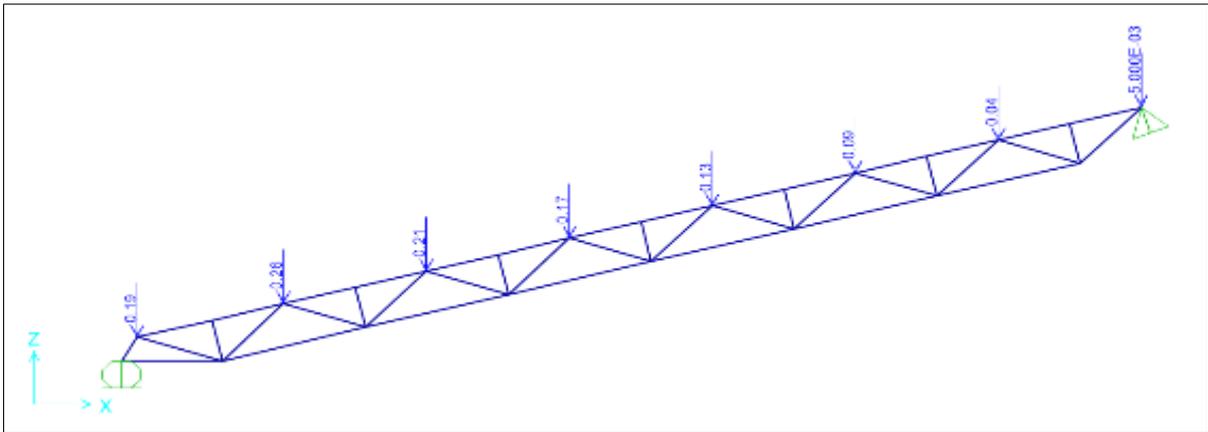


Figura 220. Carga muerta en la viga.

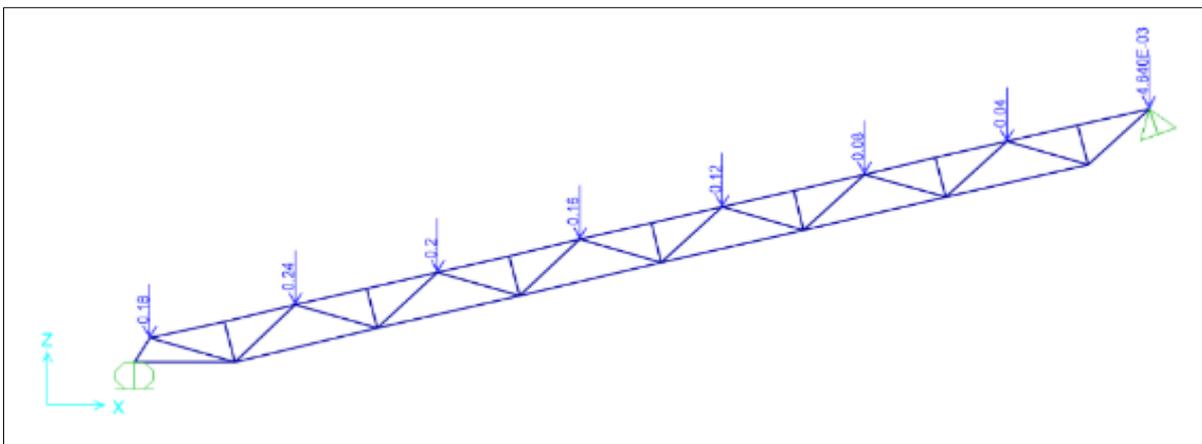


Figura 221. Carga viva en la viga.

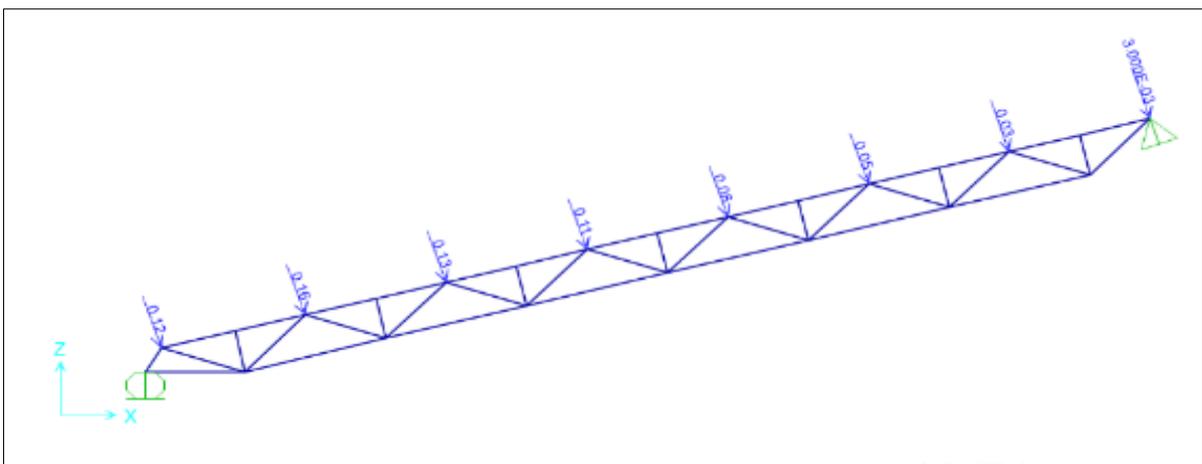


Figura 222. Carga de viento en la viga.

La E.090 (21), indica que se usarán las siguientes combinaciones según el método "LRFD":

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

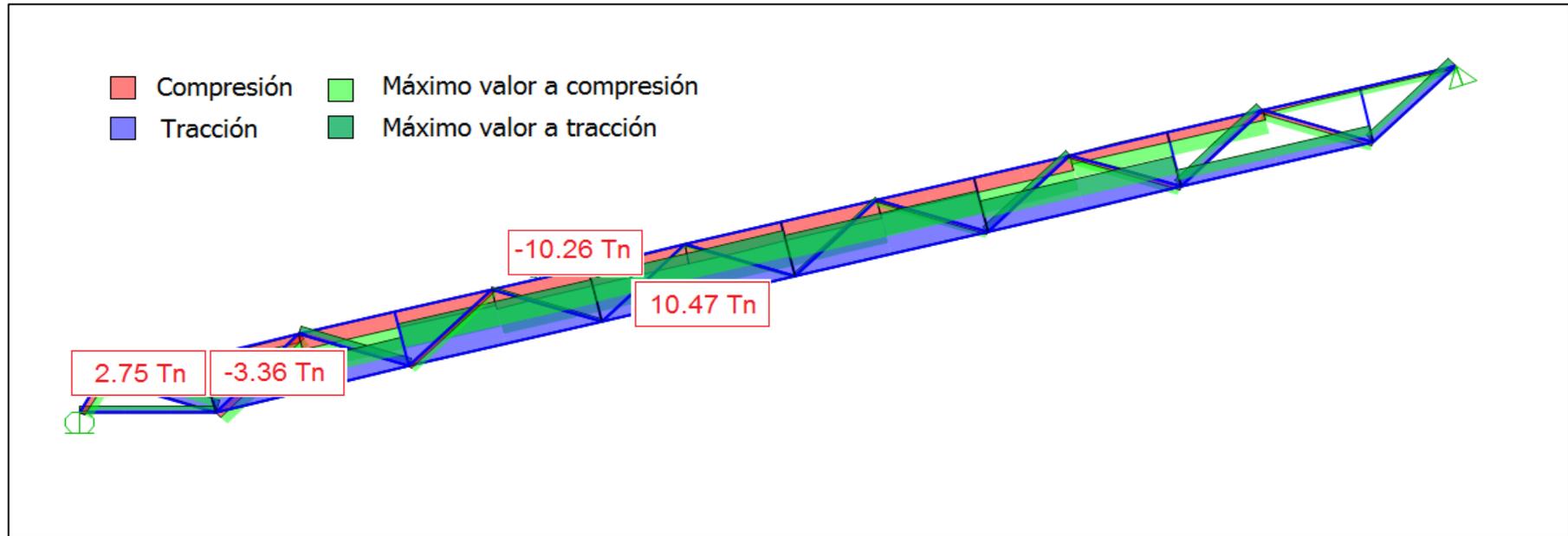
a) $R_u = 1,4D$

b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W$

c) $R_u = 1,2D + 1,3W + 0,5L$

d) $R_u = 0,9D + 1,3W$

Dando la siguiente envolvente de esfuerzos críticos:



Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

Figura 223. Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta.

En el programa SAP 2000 obtenemos de la envolvente las cargas críticas actuantes por tipo de elemento.

Tabla 92

Cargas críticas en la viga intermedia VI-1.

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida superior	-	-10.2565
Brida inferior	10.476	-
Diagonales	2.7509	-3.3643

c. Diseño brida superior

Para la brida superior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración espalda con espalda unida por soldadura con las diagonales a ambos lados.

Según **AISC 360-16** (8) y la **E.090** (21) el diseño a compresión de la brida superior se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida superior.

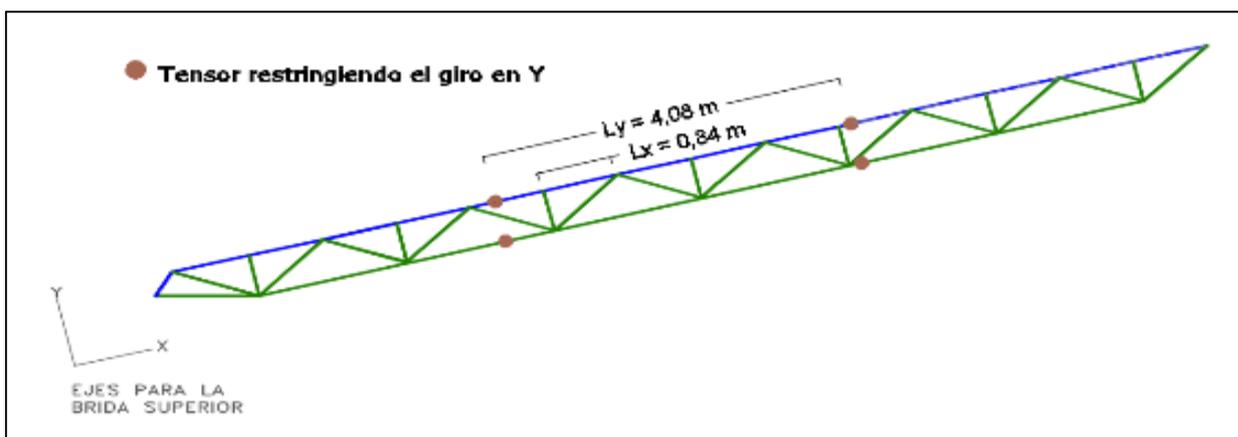


Figura 224. Longitudes sin arriostre de la brida superior.

$L_x = 0.84$ m (Longitud de esbeltez)

$L_y = 4.08$ m (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min\ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 * 0.84 * 100}{200} = 0.42\ cm$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min\ y-y} = \frac{K \times L_y}{200} = \frac{1 * 4.08 * 100}{200} = 2.04\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L 2x2x1/4**

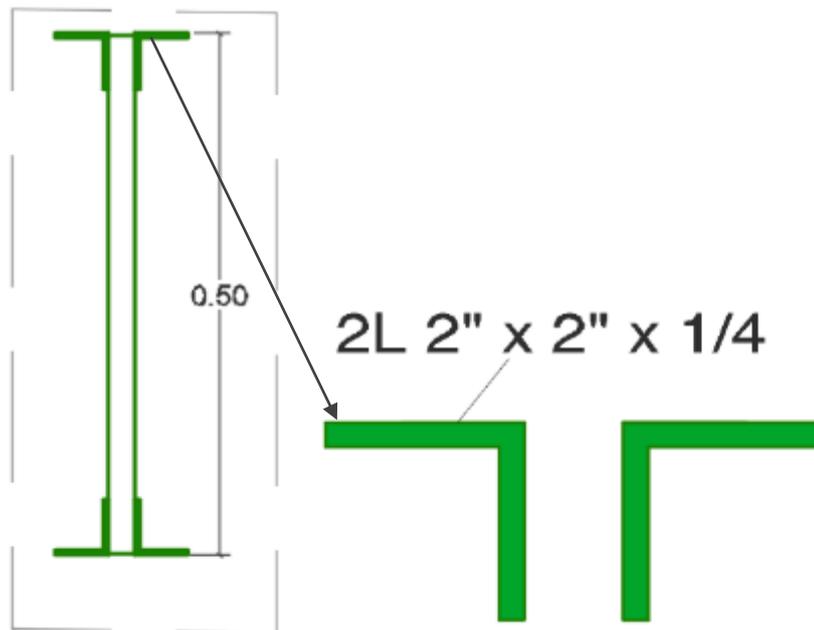


Figura 225. Longitudes sin arriostre de la brida superior.

$A_g = 12.18 \text{ cm}^2$ (Área Neta)

$r_x = 1.54 \text{ cm}$ (Radio de giro en x)

$r_y = 1.54 \text{ cm}$ (Radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.98 \text{ cm}$ (Radio de giro en z)

$b = 5.08 \text{ cm}$ (Ancho de ala)

$t = 0.64 \text{ cm}$ (Espesor del ala)

Se verifica la esbeltez del perfil

Tabla 93

Comprobación de esbeltez de la brida superior

$F_y = 36 \text{ksi}$	λ	λ_p	Condición	
Ala	$\lambda = \frac{b}{t} = 8.00$	$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.96$	$\lambda < \lambda_p$	No esbelto!

Se verificará el pandeo por flexión en los ejes X, Y y el pandeo por flexotorsión, para hallar el estado límite crítico que controla la resistencia a compresión.

Pandeo por flexión eje X-X

Determinamos el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr}

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 0.84 \times 100}{1.54} = 54.66$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $54.66 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(54.66)^2} = 6936.47 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 0.9 \left(0,658 \frac{4200}{6936.47}\right) 4200 = 1954.62 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 1954.62 \times 12.18 = 23808.52 \text{ kg} = 23.81 \text{ Tn } \textit{no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexión eje Y-Y

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_y}{R_y}$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Para conocer el valor de la primera expresión se hallará el radio de giro en Y-Y de la sección compuesta R_y , valor aún desconocido.

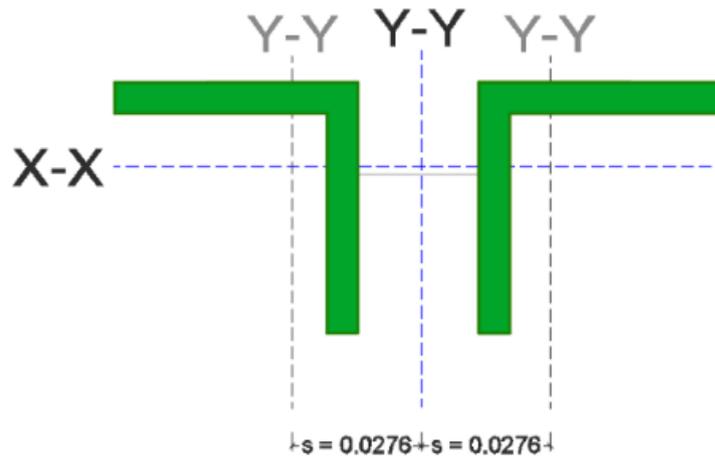


Figura 226. Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida superior.

Datos previos:

$r_y = 1.54$ cm (radio de giro en y de un solo ángulo)

$s = 2.76$ cm (distancia del c.g. de un solo ángulo a c.g. de la sección compuesta en Y)

$$R_y = \sqrt{r_y^2 + s^2}$$

$$R_y = \sqrt{1.54^2 + 2.76^2} = 3.16 \text{ cm} > \text{radio mínimo, si cumple!}$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 4.08 \times 100}{3.16} = 129.21$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$$

Si: $129.21 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(129.21)^2} = 1241.40 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 0.9 \left(0,658 \frac{2530}{1241.40}\right) 2530 = 970.30 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 970.30 \times 12.18 = 11818.82 \text{ kg} = 11.82 \text{ Tn } \textit{no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexotorsión

Los ángulos estarán soldados cada 84 cm debido a la unión con las barras diagonales

Datos previos:

$$L_y = 4.08 \text{ m (Longitud de esbeltez)}$$

$$a = 0.84 \text{ m (Distancia entre conectores)}$$

Para hallar el valor máximo de “a” se debe respetar la siguiente relación:

$$\frac{Ka}{r_i} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$$

Datos previos:

$$\frac{Ka}{r_i} = \text{esbeltez de cada componente de la sección compuesta}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{max} = \text{esbeltez global de la sección armada sin considerar conectores}$$

$$r_i = r_z = 0.98 \text{ cm (radio de giro menor en cada componente)}$$

$K = 1$ (constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

$$\text{Entonces} \rightarrow a \leq \frac{3}{4} \times \frac{r_i \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}}{K}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \frac{KL_y}{r_y} = 129.21$$

$$r_i = r_z = 0.98 \text{ cm}$$

$$a \leq \frac{3}{4} \times \frac{0.98 \times 129.21}{1} = 95.26 \text{ cm} = 0.95 \text{ m}$$

$$0.84 \leq 0.95 \text{ m } \textit{Si cumple!}$$

Se determina el caso de esbeltez modificada para el miembro armado

$$\frac{a}{r_i} = \frac{84}{0.98} = 85.71$$

a) Cuando $\frac{a}{r_i} \leq 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o$

b) Cuando $\frac{a}{r_i} > 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$

Si: $85.71 > 40$

$$\text{Entonces} \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \text{ donde } K_i = 0.50 \text{ para angulos espalda con espalda}$$

$$= \sqrt{129.21^2 + \left(\frac{0.50 \times 84}{0.98}\right)^2} = 136.09$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexotorsión en el miembro armado se calculará se la siguiente manera:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

Se halla el esfuerzo crítico F_{cry} y F_{crz}

Para hallar el F_{cry} necesitamos el esfuerzo de Euler con la esbeltez calculada para el miembro armado.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)_m^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(136.09)^2} = 1119.04 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el caso de esfuerzo crítico de pandeo por flexión en el eje Y-Y, pero esta vez con la esbeltez efectiva del miembro armado.

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\left(\frac{KL}{r} \right)_m = 136.09$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $136.09 > 135.70$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_{cry} = 0,877F_e = 0,877 \times 1119.04 = 981.40 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el esfuerzo crítico en el eje Z, F_{crz}

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2}$$

Datos previos:

$G = 790000 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad de corte del acero)

$J = 1.74 \text{ cm}^4$ (constante torsional)

$A_g = 12.18 \text{ cm}^2$ (área neta)

Para hallar \bar{r}_o (radio de giro polar en torno al centro de corte) se usará la siguiente expresión:

$$\bar{r}_o^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

Datos previos:

$r_x = 1.54 \text{ cm}$ (radio de giro en torno al eje x)

$r_y = 3.16 \text{ cm}$ (radio de giro en torno al eje y)

$x_0 = 0 \text{ cm}$ (distancia del centro de corte con respecto al centroide en x)

Para hallar y_0 (distancia del centro de corte con respecto al centroide en x) se usará la siguiente expresión de resistencia de materiales:

$$y_0 = \left(\bar{y} - \frac{t}{2} \right)$$

Datos previos:

$\bar{y} = 1.49 \text{ cm}$ (Centroide en el eje Y de un solo ángulo)

$$t = 0.64 \text{ cm (Espesor del ala)}$$

Explicando en el siguiente gráfico el origen de las variables de la expresión

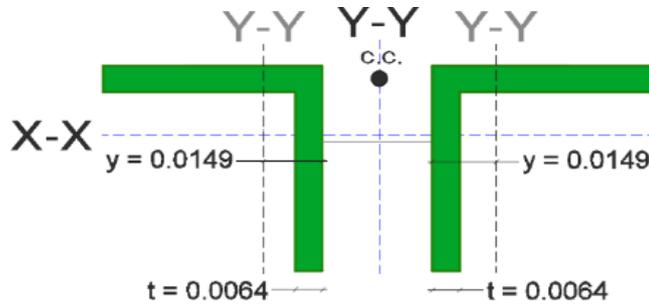


Figura 227. Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.

$$y_0 = \left(1.49 - \frac{0.64}{2} \right) = 1.17 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de las variables obtenemos el radio de giro polar en torno al centro de corte \bar{r}_o^2

$$\bar{r}_o^2 = 0^2 + 1.17^2 + 1.54^2 + 1.54^2 = 13.70 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de \bar{r}_o^2 obtenemos F_{crz} :

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{790000 \times 1.74}{12.18 \times 13.70} = 8234.81 \text{ kg/cm}^2$$

Se halla la constante por flexión, H

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 1.17^2}{13.70} = 0.88$$

Finalmente, F_{cr} será igual a:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

$$= 0.9 \left(\frac{981.40 + 8234.81}{2 \times 0.90} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 981.40 \times 8234.81 \times 0.90}{(981.40 + 8234.81)^2}} \right] = 871.64 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times Ag$$

$$= 871.64 \times 12.18 = 10617.05 \text{ kg} = 10.61 \text{ Tn } \textit{controla el pandeo!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$10.61 > 10.26 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

d. Diseño brida inferior

Para la brida inferior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración espalda con espalda unida por soldadura con las diagonales a ambos lados.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida inferior, se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida inferior.

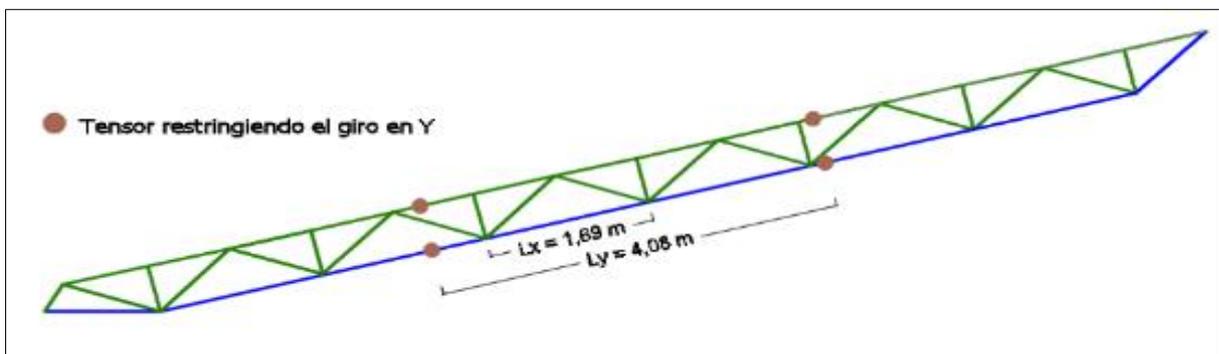


Figura 228. Longitudes sin arriostre de la brida inferior.

Datos previos:

$$L_x = 1.69 \text{ m (Longitud de esbeltez)}$$

$$L_y = 4.08 \text{ m (Longitud de esbeltez)}$$

$$K = 1 \text{ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)}$$

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a tensión será como máximo igual a 300.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 300$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min \ x-x} = \frac{K \times L_x}{300} = \frac{1 * 1.69 * 100}{300} = 0.56 \text{ cm}$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min \ y-y} = \frac{K \times L_y}{300} = \frac{1 * 4.08 * 100}{300} = 1.36 \text{ cm}$$

Se seleccionará el perfil **2L2x2x1/4**

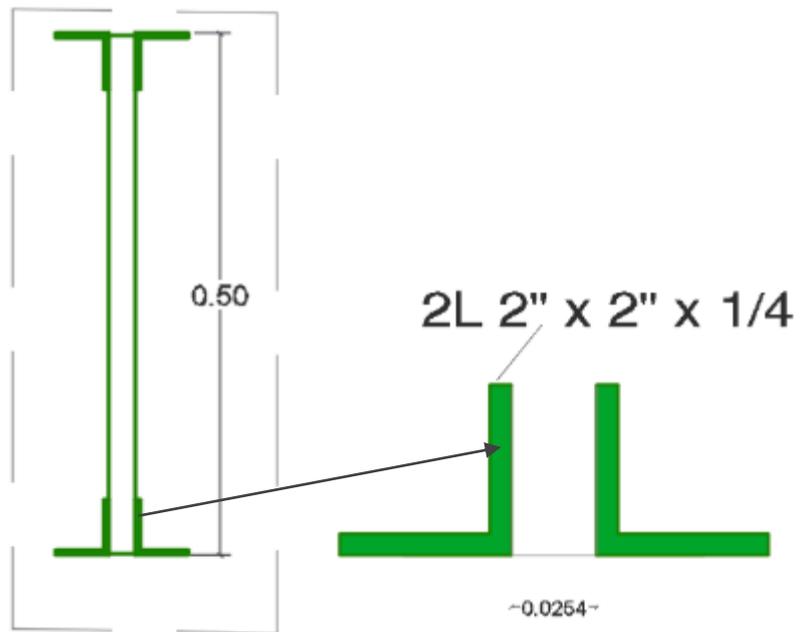


Figura 229. Sección de la brida inferior.

$A_g = 12.18 \text{ cm}^2$ (área neta)

$r_x = 1.54 \text{ cm}$ (radio de giro en x)

$r_y = 1.54 \text{ cm}$ (radio de giro en y - un solo ángulo)

$r_z = 0.98 \text{ cm}$ (radio de giro en z)

$b = 2.54 \text{ cm}$ (ancho de ala)

$t = 0.64 \text{ cm}$ (Espesor del ala)

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fluencia acero A-36)

$$A_g = 12.18 \text{ (área total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 12.18 = 27735.27 \text{ kg} = 27.74 \text{ Tn}$$

no controla la resistencia!

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A-36)}$$

Para soldaduras se cumple que A_e se calculará como sigue:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que solo un ala de ambos ángulos estará soldada de manera longitudinal a las diagonales” se trata del caso 2 mencionado en la **Tabla D3.1** del (27) (La carga es transmitida solo por algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras)

Para este caso el valor de U se calcula como sigue:

$$U = 1 - x/l \text{ (Caso 2)}$$

Datos previos:

$x = 0.752 \text{ cm}$ (distancia del centroide del ángulo al eje de transmisión de fuerzas)

La longitud de soldadura mínima se obtuvo por proceso iterativo en el diseño de soldadura de las diagonales (2.54 cm) y para este caso se usará la proyección horizontal de dicha soldadura, ya que será la conexión crítica de la brida inferior.

$$l = \cos 31^\circ \times 2.54 = 2.18 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \frac{1.49}{2.18} = 0.32$$

$$Ae = 0.32 \times 12.18 = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 3.85 = 11791.32 \text{ kg} = 11.79 \text{ Tn} \text{ *controla la resistencia!*}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 11.79 > 10.48 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

e. Diseños diagonales

Para las diagonales se optó por elegir una sección tubular.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a compresión y tracción de las diagonales se realizará como se muestra A continuación,

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para las diagonales.

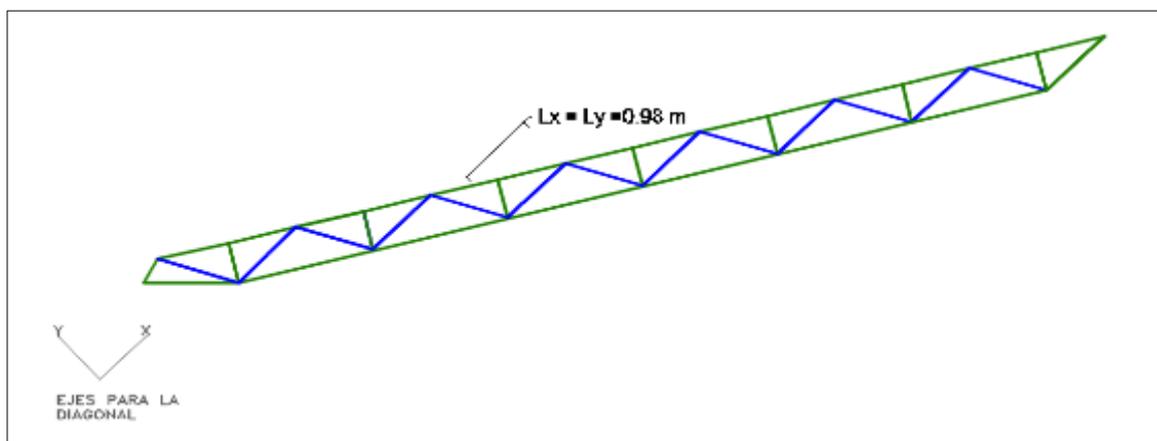


Figura 230. Longitudes sin arriostre de las diagonales.

$$L_x = 0.98 \text{ m (longitud de esbeltez)}$$

$$L_y = 0.98 \text{ m (longitud de esbeltez)}$$

$$K = 1 \text{ (constante de rigidez-elemento doblemente articulado)}$$

➤ Diseño a compresión

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min \ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 * 0.98 * 100}{200} = 0.47 \text{ cm}$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min \ y-y} = \frac{K \times L_y}{200} = \frac{1 * 0.98 * 100}{200} = 0.47 \text{ cm}$$

Se seleccionará el perfil **barra circular lisa 1"**

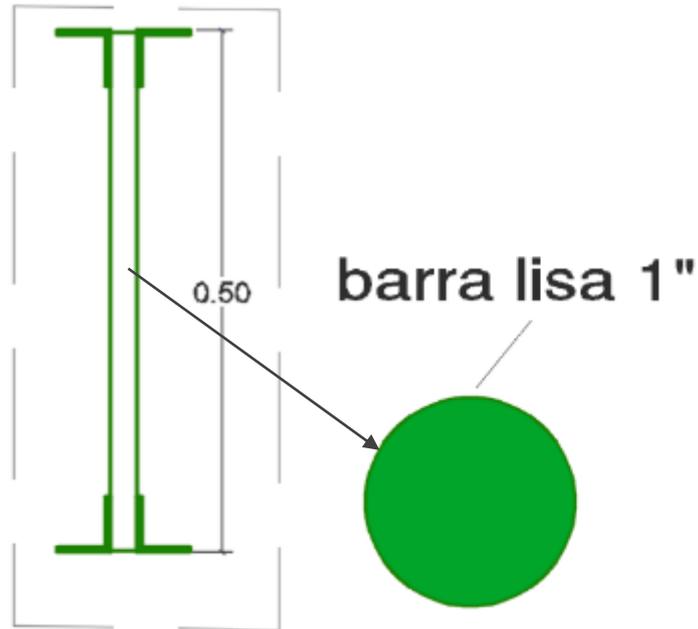


Figura 231. Sección de la diagonal.

$$A_g = 5.07 \text{ cm}^2 \text{ (área neta)}$$

$$r_x = 0.64 \text{ cm (radio de giro en x)}$$

$$r_y = 0.64 \text{ cm (radio de giro en y)}$$

La barra por ser sólida se considera como no esbelta

Se determina el caso de esfuerzo crítico de pandeo por flexión eje X-X e Y-Y

Pandeo por flexión eje x-x e y-y

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 0.98 \times 100}{0.64} = 154.33$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $154.33 > 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9(0.877F_e)F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2100000)}{(154.33)^2} = 870.19 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9(0.877F_e)F_y = 0.9(0.877 \times 870.19) \times 2530 = 686.84 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 686.84 \times 5.07 = 3480.28 \text{ kg} = 3.48 \text{ Tn} \text{ *controla el pandeo!*}$$

La AISC (8) Mencionó que se trata de una sección de simetría doble, no se aplica chequeo por pandeo flexotorsional.

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 3.48 > 3.36 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

➤ **Diseño a tracción**

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fluencia acero A 36)

$A_g = 5.07 \text{ cm}^2$ (área total)

$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 5.07 = 11537.76 \text{ kg} = 11.54 \text{ Tn}$ **controla la resistencia!**

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fractura acero A-36)

Para soldaduras se cumple que:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que ambos lados de la barra estarán soldados de manera longitudinal a los miembros ubicados en las bridas superior e inferior” se trata del caso 1 (Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras) $U = 1$

$$A_e = 1 \times 5.07 = 5.07 \text{ cm}^2$$

$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 5.07 = 15505.29 \text{ kg} = 15.51 \text{ Tn}$ **no controla la resistencia!**

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 11.54 > 2.75 T_n \text{ si cumple!}$$

Viga Intermedia VI-2

a. Medrado de cargas

Sobre las vigas actúan cargas de viento y gravedad que serán idealizadas como cargas puntuales sobre los nodos, aplicadas a lo largo de todas las vigas provenientes de las viguetas. A continuación, se muestra el medrado de cargas de gravedad y viento.

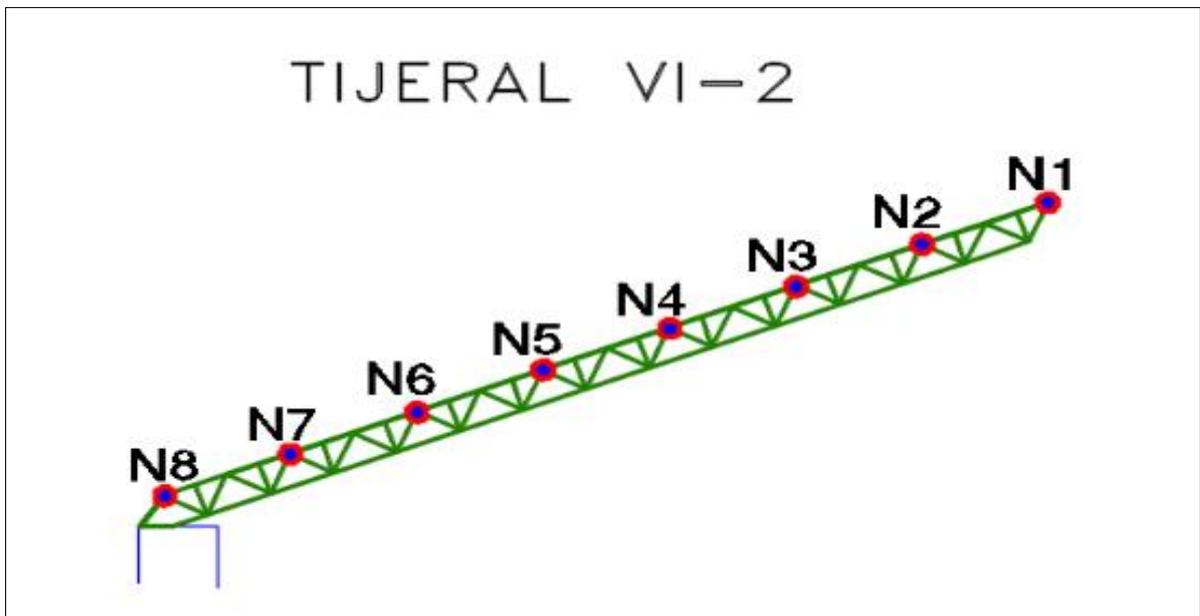


Figura 232. Nodos ubicados en la viga.

Cargas de gravedad

A continuación, se muestra el medrado de cargas de gravedad para la viga intermedia VI-2.

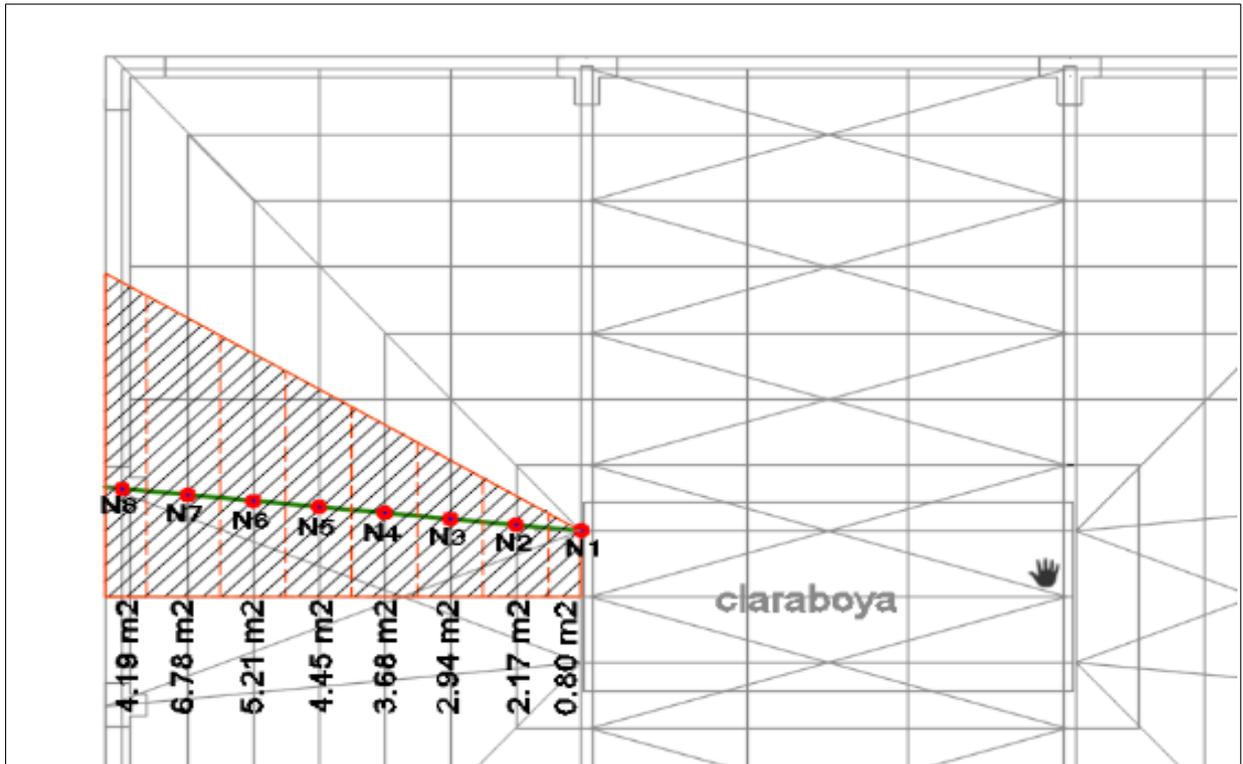


Figura 233. Área tributaria de los nodos en la viga.

Se deben considerar las siguientes cargas para el metrado, se considera una carga aproximada para el peso propio de la viga (42).

Tabla 94

Metrado de cargas de gravedad en la viga VI-2.

Viga Intermedia VI-2			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Área tributaria (m²)	Peso (kg)
Peso propio	12	1	12
Cobertura	4	1	4
Luminarias	4	1	4
Sistema contraincendios	10	1	10
Extras	2	1	2
Σ Total (Wc)		32 kg = 0.032 t	
Carga Viva			
Peso propio	30	1	30
Σ Total (Wv)		30 kg = 0.030 t	

A continuación, se presenta un cuadro resumen con áreas tributarias y cargas de gravedad para todos los nodos de la viga.

Tabla 95

Metrado de cargas de gravedad en la viga intermedia VI-2 en cada nodo.

Cargas de gravedad			
Ubicación	Área tributaria(m2)	Carga Muerta (t)	Carga Viva (t)
N1	0.80	-0.0256	-0.0240
N2	2.17	-0.0695	-0.0652
N3	2.94	-0.0941	-0.0882
N4	3.68	-0.1179	-0.1105
N5	4.45	-0.1424	-0.1335
N6	5.21	-0.1666	-0.1562
N7	6.78	-0.2171	-0.2035
N8	4.19	-0.1339	-0.1256

Cargas de viento

La norma E.020 (28) especifica que las cargas de viento se calcularán de la siguiente manera:

Datos previos:

Ubicación del proyecto: El Tambo, Huancayo

$v = 65$ km/h (velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h-mapa eólico E 020)

$h = 14.16$ m (altura media de la armadura ubicada en el tercer nivel)

Hallamos la velocidad de diseño en la altura media de la armadura (h) en km/h

- $$V_h = v * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

$$V_h = 65 \times \left(\frac{14.16}{10} \right)^{0.22} = 70.17 \text{ km/h}$$

- *velocidad minima (E. 090) = 75 km/h*

Por lo tanto, la velocidad que se usará para el cálculo de la carga exterior del viento será **Vh = 75 km/h**

Hallamos la fuerza del viento

$$P_h = 0.005 \times C \times (V_h)^2$$

Donde "C" es el factor de forma, por ser la viga una superficie inclinada de 20° de inclinación se tomará las siguientes combinaciones.

Combinación 1

C1 (barlovento)	0.7	-19.69 kg/m ² (presión)
c1 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m ² (succión)

Combinación 2

c2 (barlovento)	-0.3	8.43 kg/m ² (succión)
C2 (sotavento)	-0.6	16.88 kg/m ² (succión)

A continuación, se presenta un cuadro resumen con las cargas de viento para todos los nodos de la viga. Cabe resaltar que las cargas de viento actuaran de forma perpendicular a la viga.

Tabla 96

Metrado de cargas de viento en la viga intermedia VI-1 en cada nodo.

Cargas de viento					
Ubicación	Área tributaria (m ²)	C1 Barlovento (t)	C1 Sotavento (t)	C2 Barlovento (t)	C2 Sotavento (t)
N1	0.80	-0.0157	0.0135	0.0067	0.0135
N2	2.17	-0.0428	0.0367	0.0183	0.0367
N3	2.94	-0.0579	0.0496	0.0248	0.0496
N4	3.68	-0.0725	0.0622	0.0311	0.0622
N5	4.45	-0.0876	0.0751	0.0376	0.0751
N6	5.21	-0.1025	0.0879	0.0439	0.0879
N7	6.78	-0.1336	0.1145	0.0572	0.1145
N8	4.19	-0.0824	0.0706	0.0353	0.0706

Notas:

Para el análisis estructural se usará solo la combinación C1 (presión) que resulta en la combinación más crítica sumadas a las cargas de gravedad.

b. Análisis estructural

A continuación, se muestran las cargas (t) de cada tipo actuando sobre la viga.

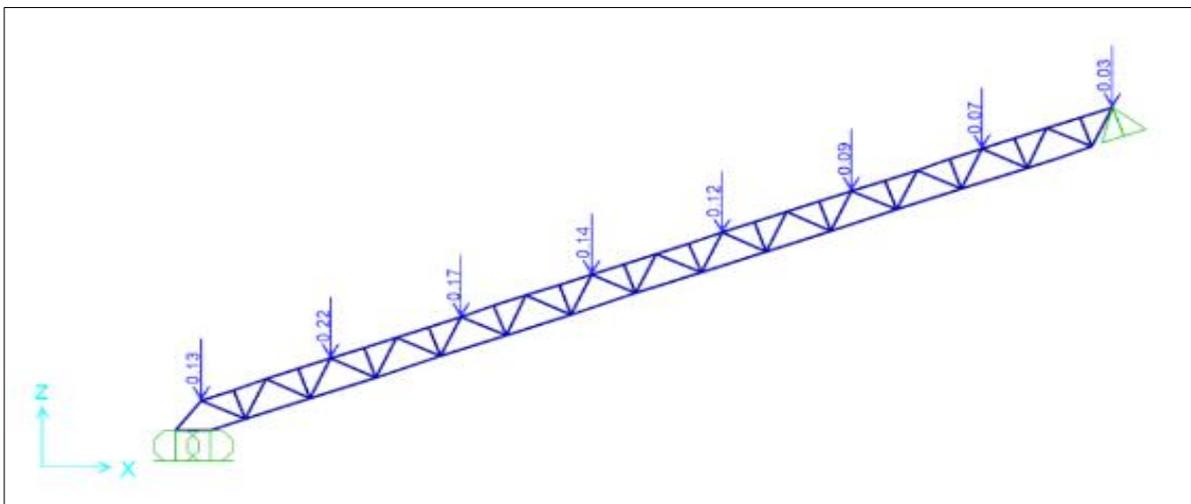


Figura 234. Carga muerta en la viga.

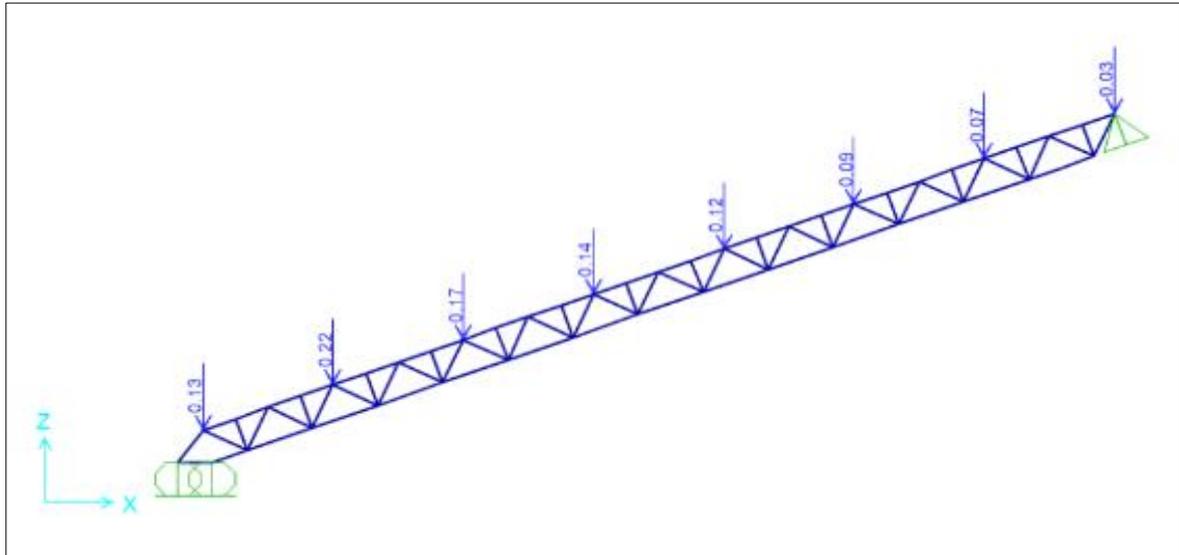


Figura 235. Carga viva en la viga.

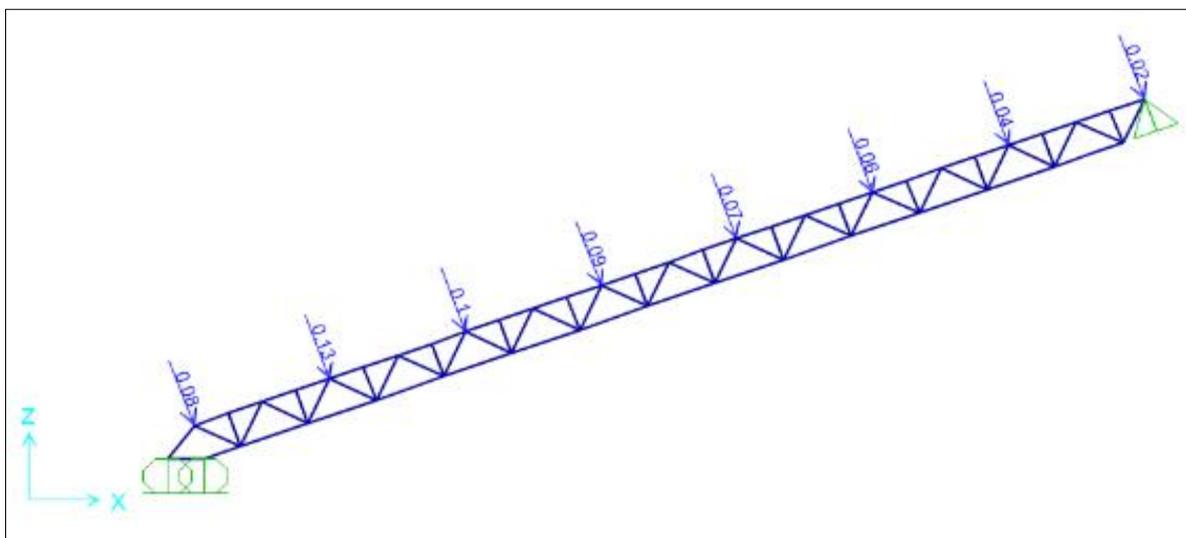


Figura 236. Carga de viento en la viga.

La E.090 (21), indica que se usarán las siguientes combinaciones según el método "LRFD":

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

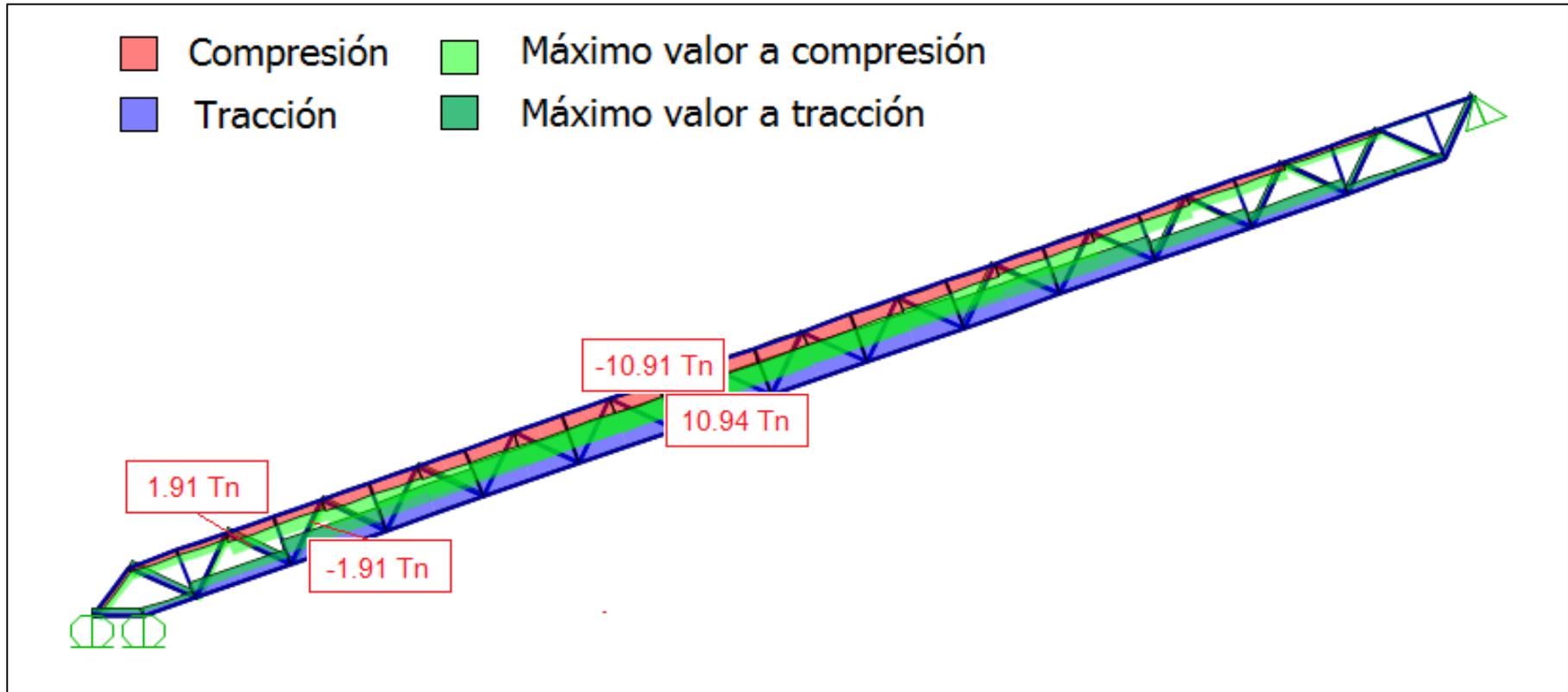
a) $R_u = 1,4D$

b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W$

c) $R_u = 1,2D + 1,3W + 0,5L$

d) $R_u = 0,9D + 1,3W$

Dando la siguiente envolvente de esfuerzos críticos



Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

Figura 237. Envolvente de fuerzas críticas en la vigueta.

En el programa SAP 2000 obtenemos de la envolvente las cargas críticas actuantes por tipo de elemento.

Tabla 97

Cargas críticas en la viga intermedia VI-2.

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
Brida superior	-	-10.9061
Brida inferior	10.9371	-
Diagonales	1.9117	-1.9117

c. Diseño brida superior

Para la brida superior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración espalda con espalda unida por soldadura con las diagonales a ambos lados.

Según **AISC 360-16** (8) y la **E.090** (21) el diseño a compresión de la brida superior se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida superior.

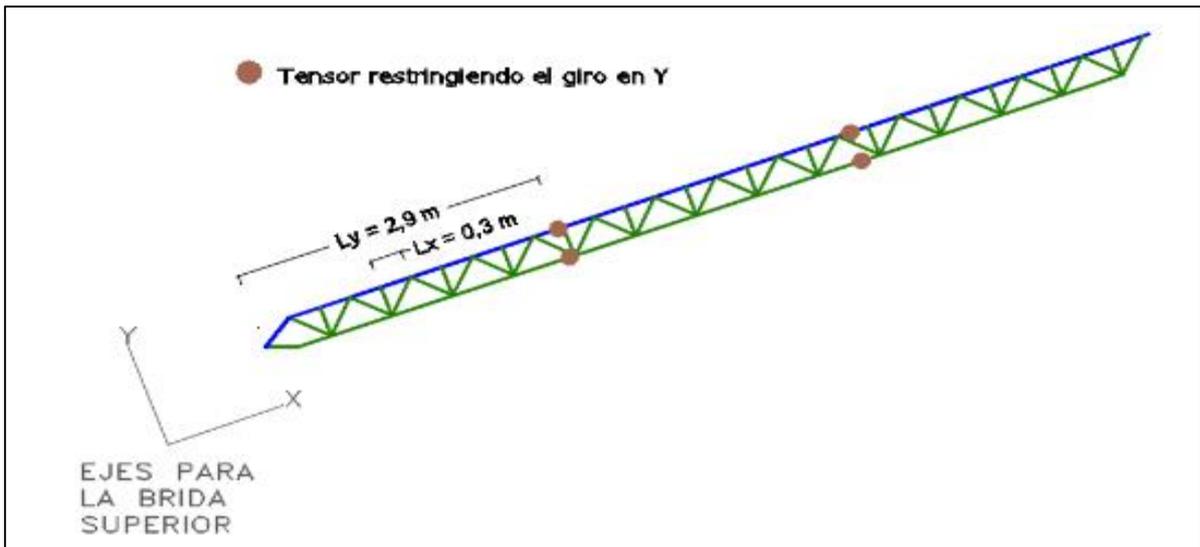


Figura 238. Longitudes sin arriostre de la brida superior.

$L_x = 0.30 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$L_y = 2.90 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez-elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K x L_x}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min \ x-x} = \frac{K x L_x}{200} = \frac{1 * 0.30 * 100}{200} = 0.15 \text{ cm}$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min\ y-y} = \frac{K \times L_y}{200} = \frac{1 \times 2.90 \times 100}{200} = 1.45\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L1-1/2x1-1/2x1/4**

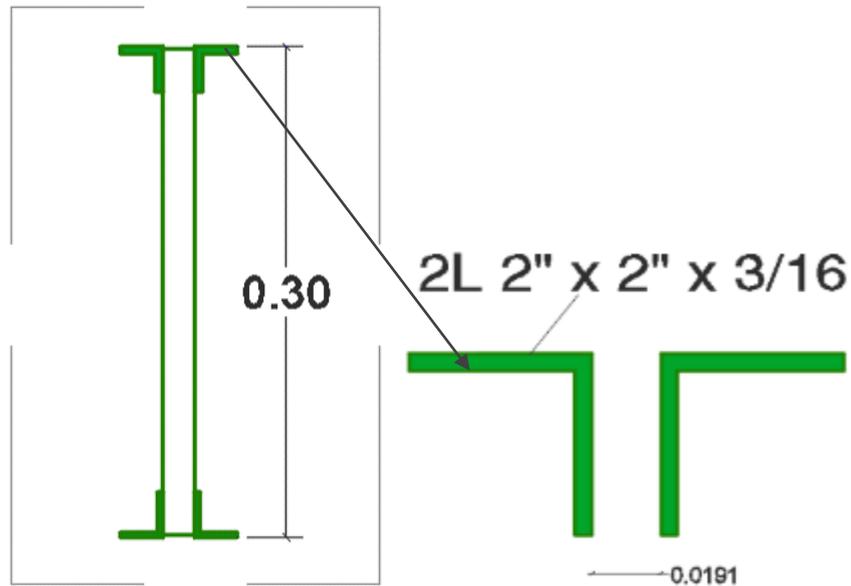


Figura 239. Sección de la brida superior.

$A_g = 9.32\ cm^2$ (área neta)

$r_x = 1.55\ cm$ (radio de giro en x)

$r_y = 1.55\ cm$ (radio de giro en y-un solo ángulo)

$r_z = 0.99\ cm$ (radio de giro en z)

$b = 5.08\ cm$ (ancho de ala)

$t = 0.48\ cm$ (espesor del ala)

Se verifica la esbeltez del perfil

Tabla 98

Comprobación de esbeltez de la brida superior.

$F_y =$ 36ksi	λ	λ_p	Condición	
Ala	$\lambda = \frac{b}{t} = 10.67$	$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.96$	$\lambda < \lambda_p$	No esbelto!

Se verificará el pandeo por flexión en los ejes X, Y y el pandeo por flexotorsión, para hallar el estado límite crítico que controla la resistencia a compresión.

Pandeo por flexión eje X-X

Determinamos el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr}

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 0.84 \times 100}{1.94} = 19.30$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $19.30 < 135.70$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(19.30)^2} = 55647.65 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 0.9 \left(0,658 \frac{4200}{55647.65}\right) 4200 = 2234.08 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 2234.08 \times 9.32 = 20812.94 \text{ kg} = 20.82 \text{ Tn } \textit{no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexión eje Y-Y

Se determina el caso de esfuerzo crítico ϕF_{cr} .

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\frac{KL_y}{R_y}$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Para conocer el valor de la primera expresión se hallará el radio de giro en Y-Y de la sección compuesta R_y , valor aún desconocido.

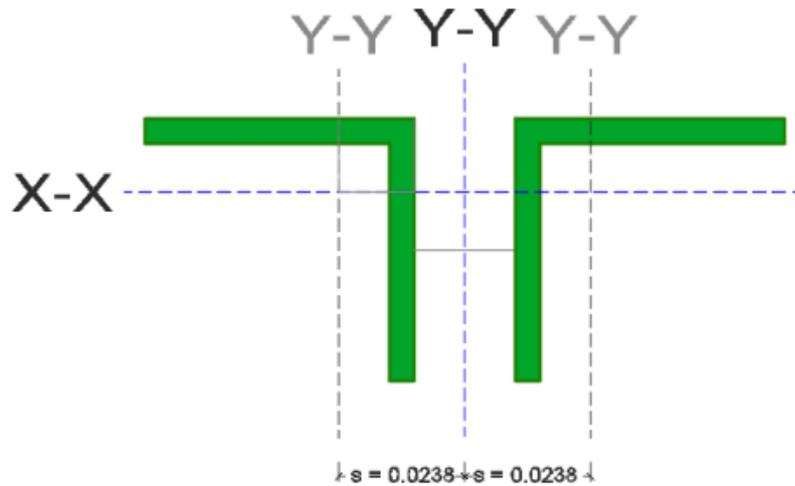


Figura 240. Medidas entre centros de gravedad de la sección de la brida superior.

Datos previos:

$r_y = 1.55$ cm (Radio de giro en y de un solo ángulo)

$s = 2.38$ cm (Distancia del c.g. de un solo ángulo a c.g. de la sección compuesta en Y)

$$R_y = \sqrt{r_y^2 + s^2}$$

$$R_y = \sqrt{1.55^2 + 2.38^2} = 2.84 \text{ cm} > \text{radio mínimo, si cumple!}$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 2.90 \times 100}{3.64} = 102.02$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$$

Si: $102.02 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(102.02)^2} = 1991.42 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 0.9 \left(0.658 \frac{4200}{1992.42}\right) 4200 = 1337.92 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 1337.92 \times 9.32 = 12464.14 \text{ kg} = 12.46 \text{ Tn } \textit{no controla el pandeo!}$$

Pandeo por flexotorsión

Los ángulos estarán soldados cada 84 cm debido a la unión con las barras diagonales

Datos previos:

$L_y = 2.90 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$a = 0.30 \text{ m}$ (Distancia entre conectores)

Para hallar el valor máximo de "a" se debe respetar la siguiente relación:

$$\frac{Ka}{r_i} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$$

Donde:

$\frac{Ka}{r_i}$ = esbeltez de cada componente de la sección compuesta

$\left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$ = esbeltez global de la sección armada sin considerar conectores

$r_i = r_z = 0.99 \text{ cm}$ (radio de giro menor en cada componente)

$K = 1$ (constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

$$\text{Entonces} \rightarrow a \leq \frac{3}{4} \times \frac{r_i \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}}{K}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \frac{KL_y}{r_y} = 102.02$$

$$r_i = r_z = 0.99 \text{ cm}$$

$$a \leq \frac{3}{4} \times \frac{0.99 \times 102.02}{1} = 75.60 \text{ cm} = 0.76 \text{ m}$$

$$0.30 \leq 0.76 \text{ m} \text{ *Si cumple!*}$$

Se determina el caso de esbeltez modificada para el miembro armado

$$\frac{a}{r_i} = \frac{30}{0.99} = 30.36$$

$$a) \text{ Cuando } \frac{a}{r_i} \leq 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{a}{r_i} > 40 \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

Si: $30.36 < 40$

$$\text{Entonces} \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o = \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 102.02$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexotorsión en el miembro armado se calculará se la siguiente manera:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

Se halla el esfuerzo crítico F_{cry} y F_{crz}

Para hallar el F_{cry} necesitamos el esfuerzo de Euler con la esbeltez calculada para el miembro armado.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)_m^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(102.02)^2} = 1991.42 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el caso de esfuerzo crítico de pandeo por flexión en el eje Y-Y, pero esta vez con la esbeltez efectiva del miembro armado.

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $\left(\frac{KL}{r} \right)_m = 102.02$
- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $102.02 < 135.70$

$$\text{Entonces } \rightarrow \phi F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$\phi F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = \left(0,658 \frac{4200}{1991,42}\right) 4200 = 1486,57 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el esfuerzo crítico en el eje Z, F_{crz}

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2}$$

Datos previos:

$G = 790000 \text{ kg/cm}^2$ (Módulo de elasticidad de corte del acero)

$J = 0,77 \text{ cm}^4$ (Constante torsional)

$A_g = 9,32 \text{ cm}^2$ (Área Neta)

Para hallar \bar{r}_o (Radio de giro polar en torno al centro de corte) se usará la siguiente expresión:

$$\bar{r}_o^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

Datos previos:

$r_x = 1,55 \text{ cm}$ (radio de giro en torno al eje x)

$r_y = 2,84 \text{ cm}$ (radio de giro en torno al eje y)

$x_0 = 0 \text{ cm}$ (distancia del centro de corte con respecto al centroide en x)

Para hallar y_0 (Distancia del centro de corte con respecto al centroide en x) se usará la siguiente expresión de resistencia de materiales:

$$y_0 = \left(\bar{y} - \frac{t}{2}\right)$$

Datos previos

$\bar{y} = 1,43 \text{ cm}$ (Centroide en el eje Y de un solo ángulo)

$$t = 0.48 \text{ cm (Espesor del ala)}$$

Explicando en el siguiente gráfico el origen de las variables de la expresión

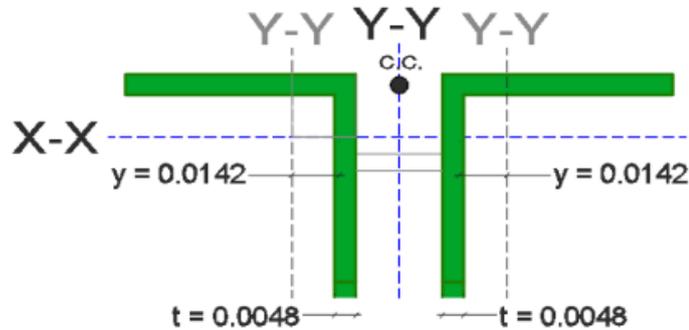


Figura 241. Medidas para hallar la distancia del centro de corte con respecto al centroide en x de la brida superior.

$$y_0 = \left(1.42 - \frac{0.48}{2} \right) = 1.19 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de las variables obtenemos el radio de giro polar en torno al centro de corte \bar{r}_o^2

$$\bar{r}_o^2 = 0^2 + 1.19^2 + 1.55^2 + 2.84^2 = 4.38 \text{ cm}$$

Conociendo el valor de \bar{r}_o^2 obtenemos F_{crz} :

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{790000 \times 0.76}{9.32 \times 11.91} = 1486.57 \text{ kg/cm}^2$$

Se halla la constante por flexión, H

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 1.19^2}{3.45} = 0.88$$

Finalmente, F_{cr} será igual a:

$$\begin{aligned}\phi F_{cr} &= 0.9 \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= 0.9 \left(\frac{1486.57 + 5455.05}{2 \times 0.88} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1486.57 \times 5455.05 \times 0.88}{(1486.57 + 5455.05)^2}} \right] = 1284.10 \frac{kg}{cm^2}\end{aligned}$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times Ag$$

$$= 1284.10 \times 9.32 = 11962.85 \text{ kg} = 11.96 \text{ Tn } \textit{controla el pandeo!}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$11.96 > 10.91 \text{ Tn } \textit{si cumple!}$$

d. Diseño brida inferior

Para la brida inferior se eligió un perfil tipo doble ángulo con una configuración espalda con espalda unida por soldadura con las diagonales a ambos lados.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida inferior se realizará como se muestra a continuación:

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para la brida inferior.

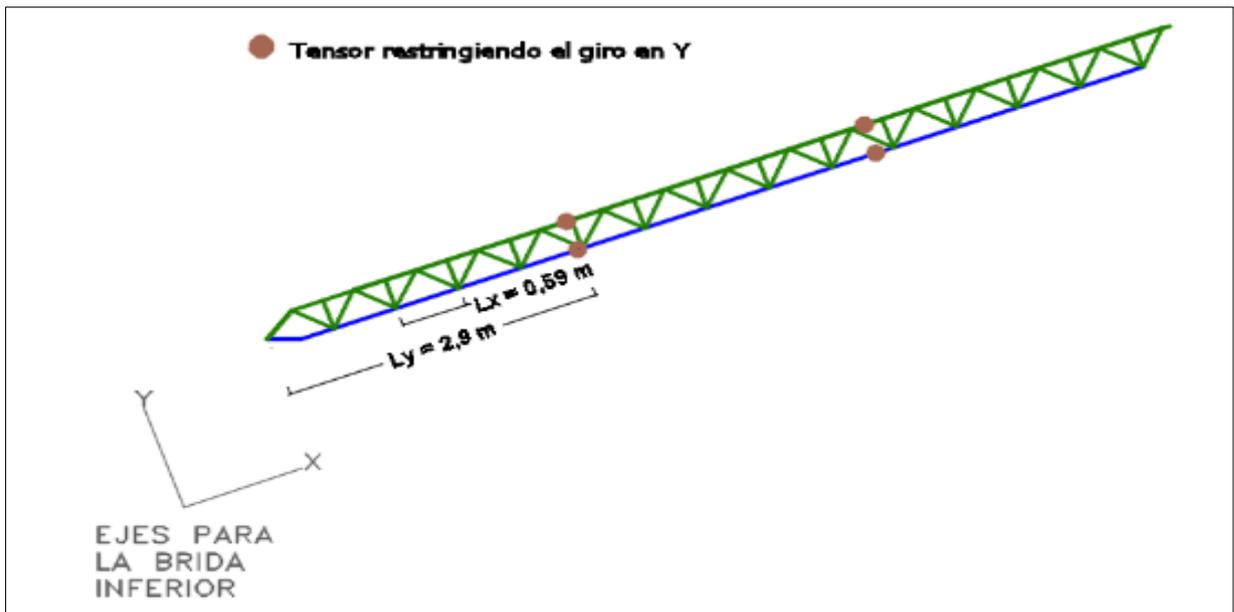


Figura 242. Longitudes sin arriostre de la brida inferior.

Datos previos:

$L_x = 0.59 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$L_y = 2.90 \text{ m}$ (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a tensión será como máximo igual a 300.

$$\frac{K \times L_x}{r} \leq 300$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{\min x-x} = \frac{K \times L_x}{300} = \frac{1 * 1.69 * 100}{300} = 0.56 \text{ cm}$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min\ y-y} = \frac{K \times L_y}{300} = \frac{1 \times 4.08 \times 100}{300} = 1.74\ cm$$

Se seleccionará el perfil **2L2x2x1/4**

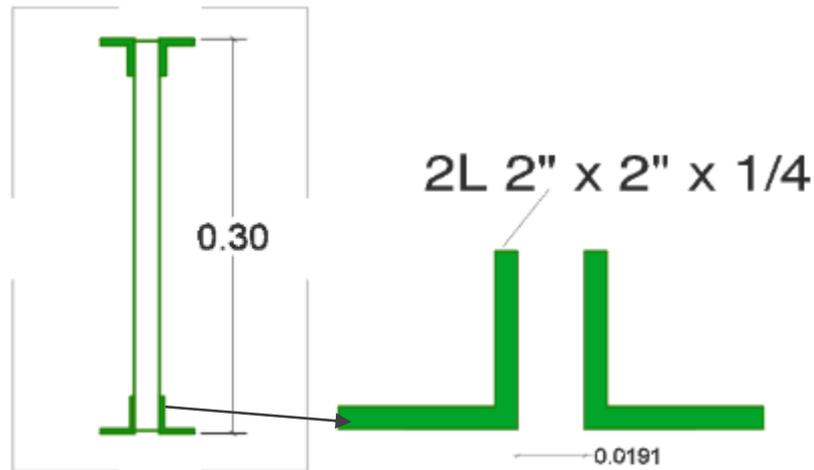


Figura 243. Sección de la brida inferior.

$$A_g = 12.18\ cm^2\ (\text{área neta})$$

$$r_x = 1.54\ cm\ (\text{radio de giro en } x)$$

$$r_y = 1.54\ cm\ (\text{radio de giro en } y - \text{un solo ángulo})$$

$$r_z = 0.98\ cm\ (\text{radio de giro en } z)$$

$$b = 2.54\ cm\ (\text{ancho de ala})$$

$$t = 0.64\ cm\ (\text{espesor del ala})$$

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fluencia acero A-36)}$$

$$A_g = 12.18 \text{ (Área Total)}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 12.18 = 27735.27 \text{ kg} = 27.74 \text{ Tn} \text{ *no controla la resistencia!*}$$

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de fractura acero A-36)}$$

Para soldaduras se cumple que A_e se calculará como sigue:

$$A_e = U \times A_g$$

“a que solo un ala de ambos ángulos estará soldada de manera longitudinal a las diagonales” se trata del caso 2 mencionado en la **Tabla D3.1** del (27) (La carga es transmitida solo por algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras)

Para este caso el valor de U se calcula como sigue:

$$U = 1 - x/l \text{ (Caso 2)}$$

Datos previos:

$x = 1.49 \text{ cm}$ (Distancia del centroide del ángulo al eje de transmisión de fuerzas)

La longitud de soldadura mínima se obtuvo por proceso iterativo en el diseño de soldadura de las diagonales (3.00 cm) y para este caso se usará la proyección horizontal de dicha soldadura, ya que será la conexión crítica de la brida inferior.

$$l = \cos 45^\circ \times 3.00 = 2.12 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \frac{1.49}{2.19} = 0.30$$

$$Ae = 0.30 \times 12.18 = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 3.63 = 11120.04 \text{ kg} = 11.12 \text{ Tn} \text{ *controla la resistencia!*}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 11.12 > 10.48 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

e. Diseños diagonales

Para las diagonales se optó por elegir una sección tubular.

Según AISC 360-16 (8) y la E.090 (21) el diseño a compresión y tracción de las diagonales se realizará como se muestra a continuación,

Datos previos:

En el siguiente grafico se muestra las longitudes de esbeltez para las diagonales.

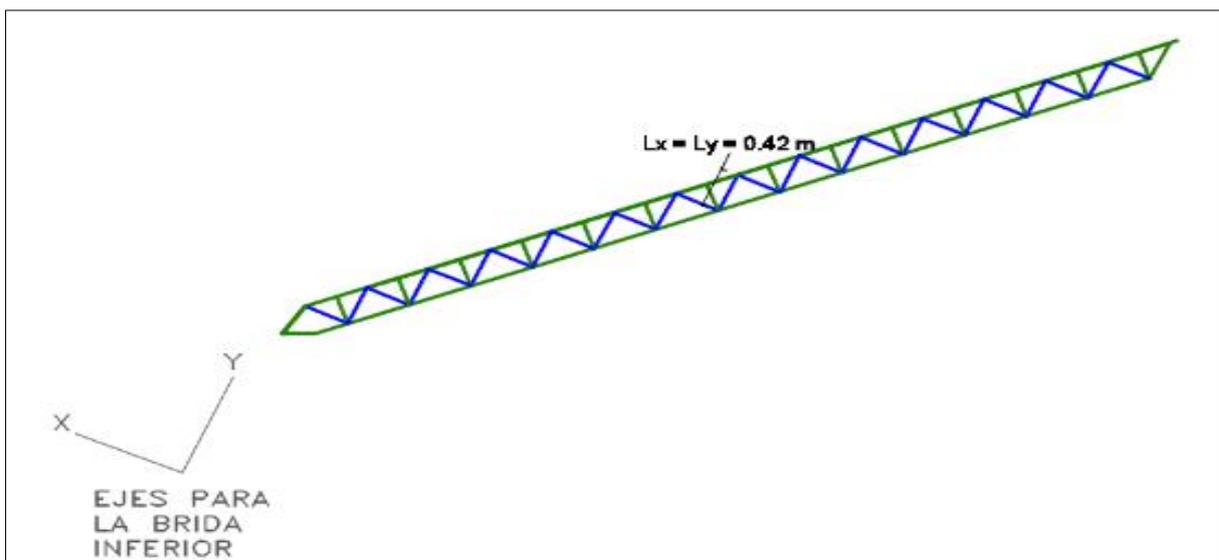


Figura 244. Longitudes sin arriostre de las diagonales.

$L_x = 0.42$ m (Longitud de esbeltez)

$L_y = 0.42$ m (Longitud de esbeltez)

$K = 1$ (Constante de rigidez – elemento doblemente articulado)

➤ **Diseño a compresión**

Elección del perfil

Para la elección preliminar del perfil se considerará la recomendación del AISC que dicta que la esbeltez para elementos a compresión será como máximo igual a 200.

$$\frac{K \times L}{r} \leq 200$$

A partir de esta expresión se hallará el radio mínimo requerido por el perfil en cada eje conociendo ya la longitud de esbeltez y el valor de K.

Radio de giro mínimo en x-x

$$r_{min\ x-x} = \frac{K \times L_x}{200} = \frac{1 * 0.42 * 100}{200} = 0.21\ cm$$

Radio de giro mínimo en y-y

$$r_{min\ y-y} = \frac{K \times L_y}{200} = \frac{1 * 0.42 * 100}{200} = 0.21\ cm$$

Se seleccionará el perfil **barra circular lisa 3/4"**

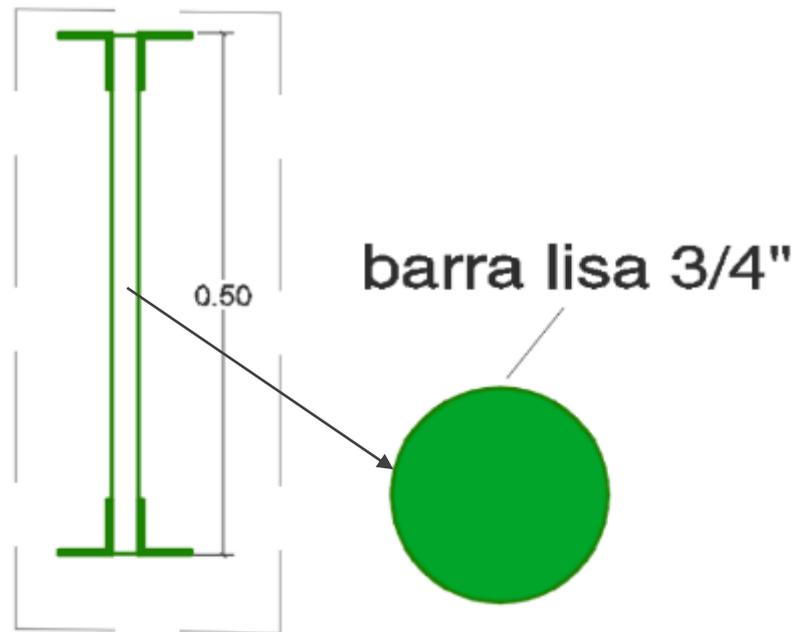


Figura 245. Sección de la diagonal.

$$A_g = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ (área neta)}$$

$$r_x = 0.48 \text{ cm (radio de giro en x)}$$

$$r_y = 0.48 \text{ cm (radio de giro en y)}$$

La barra por ser sólida se considera como no esbelta

Se determina el caso de esfuerzo crítico de pandeo por flexión eje X-X e Y-Y

$$a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.877 F_e$$

Comparando los siguientes valores.

- $$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 0.42 \times 100}{0.48} = 88.19$$

- $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135.70$

Si: $88.19 < 135.70$

$$\text{Entonces} \rightarrow \phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Se halla el esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (210000)}{(88.19)^2} = 2664.96 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo crítico de pandeo por flexión será:

$$\phi F_{cr} = 0.9 \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.9 \left(0,658 \frac{2530}{2664.96} \right) 2530 = 1530.36 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la fuerza crítica a compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$= 1530.36 \times 2.85 = 4361.90 \text{ kg} = 4.36 \text{ Tn} \text{ *controla el pandeo!*}$$

La AISC (8) mencionó que se trata de una sección de simetría doble, no se aplica chequeo por pandeo flexotorsional.

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 4.36 > 1.91 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

➤ **Diseño a tracción**

Fluencia en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Datos previos:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia acero A 36)

$A_g = 2.85 \text{ cm}^2$ (Área total)

$\phi P_n = 0.9 \times 2530 \times 2.85 = 6489.99 \text{ kg} = 6.49 \text{ Tn}$ *controla la resistencia!*

Fractura en tracción

La resistencia a la fluencia en tracción se calculará con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

Datos previos:

$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fractura acero A-36)

Para soldaduras se cumple que:

$$A_e = U \times A_g$$

Ya que ambos lados de la barra estarán soldados de manera longitudinal a los miembros ubicados en las bridas superior e inferior” se trata del caso 1 (todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras) $U = 1$

$$A_e = 1 \times 2.85 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$\phi P_n = 0.75 \times 4080 \times 2.85 = 8721.72 \text{ kg} = 8.72 \text{ Tn}$ *no controla la resistencia!*

$$\phi P_n = 8.72 > 1.19 \text{ Tn}$$
 si cumple!

4.2.2.3. Viguetas

A continuación, presentamos la estructuración de las viguetas, la nomenclatura VT-1, VT-2 y VT-3 Indican la configuración de secciones que se usa en cada vigueta y cuyos diseños mostraremos a continuación.

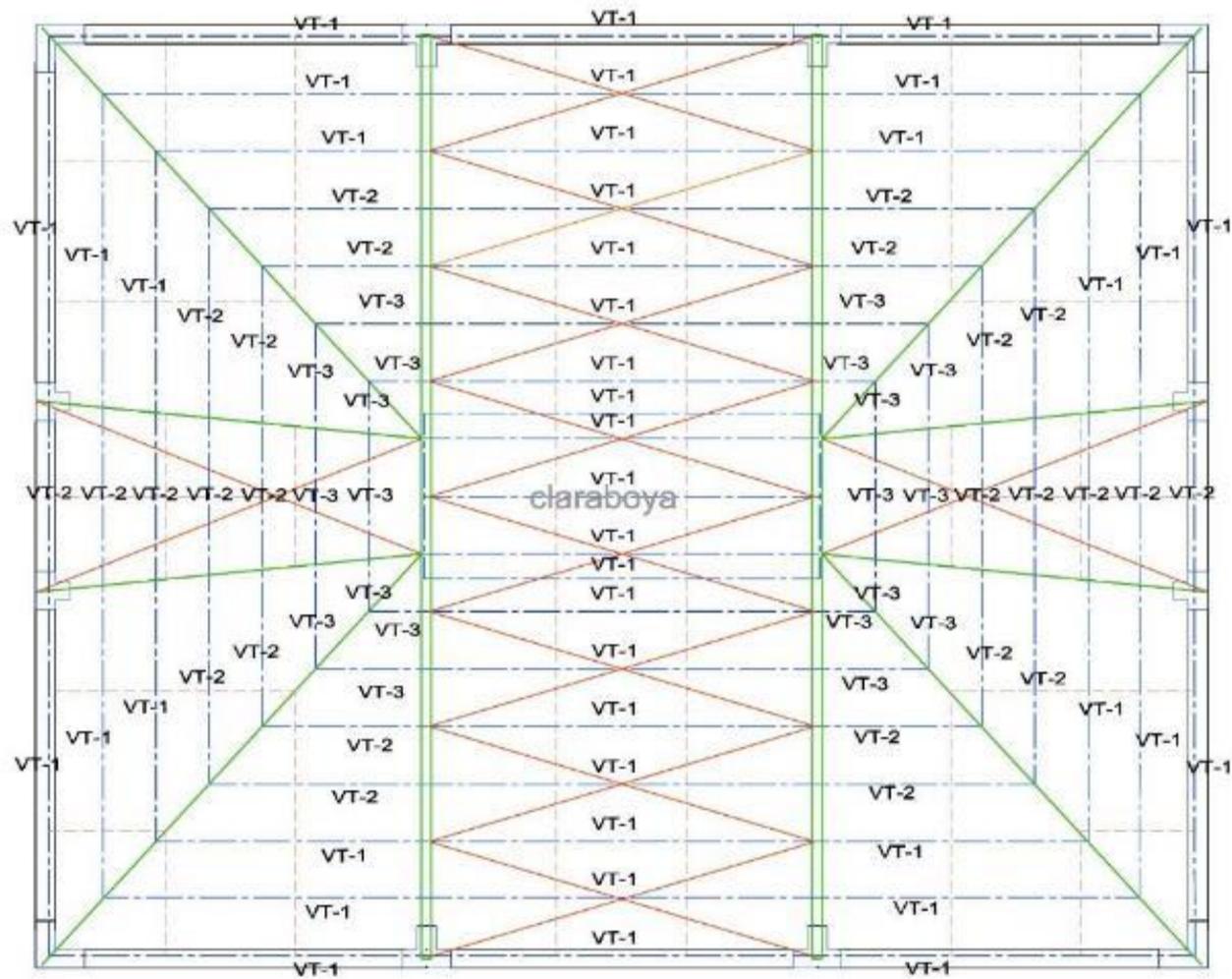


Figura 246. Ancho tributario de una vigueta típica.

Vigueta vt-1

a. Medrado de cargas

Sobre las viguetas actúan cargas de viento y gravedad que serán idealizadas como cargas distribuidas a lo largo de todas las viguetas provenientes de la cobertura. A continuación, se muestra el medrado de cargas de gravedad y viento.

Cargas de gravedad

A continuación, se muestra un ejemplo de medrados para el análisis estructural de la vigueta más crítica VT-1.

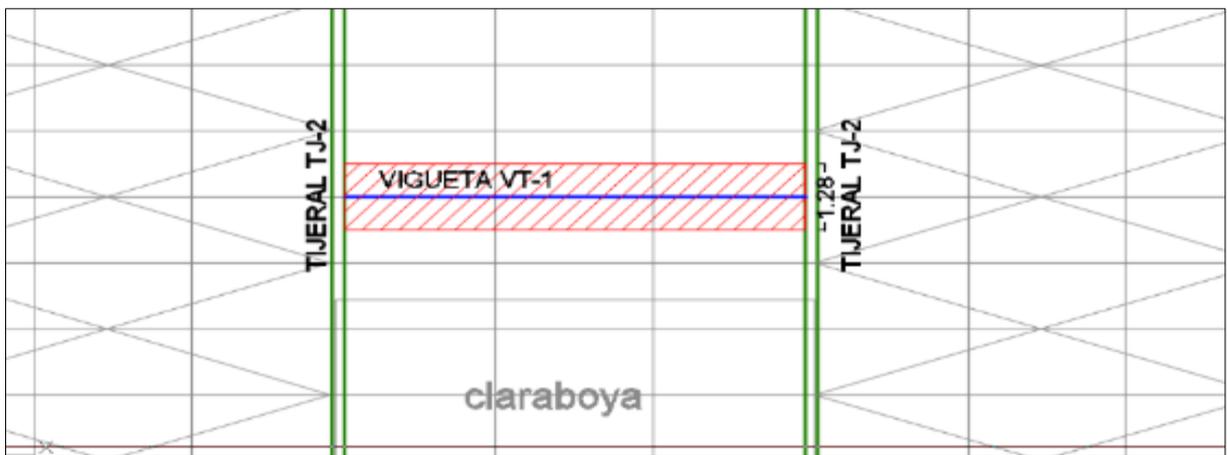


Figura 247. Ancho tributario de una vigueta típica.

Se deben considerar las siguientes cargas para el medrado, se considera una carga aproximada para el peso propio de la vigueta (42).

Tabla 99

Metrado de cargas de gravedad en las viguetas.

VIGUETA VT-1,VT2 y VT-3			
Carga Muerta			
Elemento	Peso Unitario (kg/m²)	Ancho tributario (m²)	Peso (kg/m)
Peso propio	6	1.28	7.68
Cobertura	4	1.28	5.12
Luminarias	4	1.28	5.12
Sistema contraincendios	10	1.28	12.8
Extras	2	1.28	2.56
∑ Total (Wc)		33.28 kg/m = 0.033 t/m	
Carga Viva			
Peso propio	30	1.28	38.4
∑ Total (Wv)		38.40 kg/m = 0.038 t/m	

Cargas de viento

Se debe considerar que las cargas de viento siempre actúan perpendicularmente a la superficie del techo. Por lo tanto, las cargas de viento actuarán en el eje W.

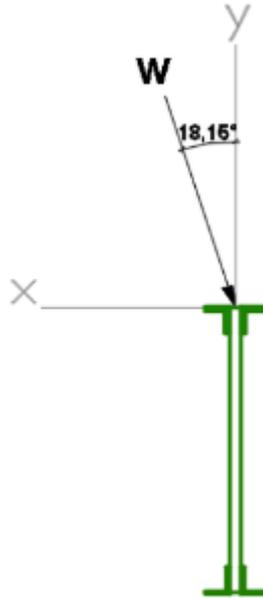


Figura 248. Eje de carga de viento.

De las combinaciones obtenidas para viento en la sección 4.2.1.1.(a). Se presenta la siguiente tabla con las cargas de viento para la vigueta.

Tabla 100

Metrado de cargas de viento en las viguetas.

Cargas de viento					
Ubicación	Ancho tributario (m)	C1 Barlovento (t)	C1 Sotavento (t)	C2 Barlovento (t)	C2 Sotavento (t)
Vigueta crítica (eje inclinado W)	1.28	-0.0252	0.0216	0.0108	0.0216
Vigueta crítica (eje Y)* Cos 18.15°	1.28	-0.0239	0.0205	0.0102	0.0205

Notas:

Para el análisis estructural se usará solo la carga -0.0239 (presión) que resulta en la combinación más crítica sumadas a las cargas de gravedad.

b. Análisis estructural

A continuación, se muestran las cargas (t) de cada tipo actuando sobre la vigueta.

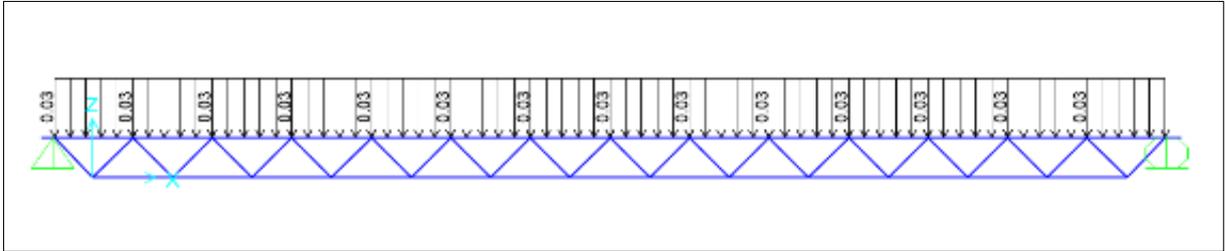


Figura 249. Carga muerta en la vigueta.

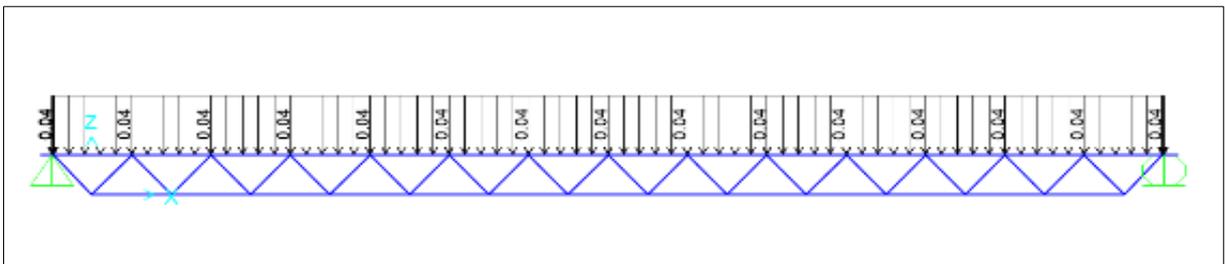


Figura 250. Carga viva en la vigueta.

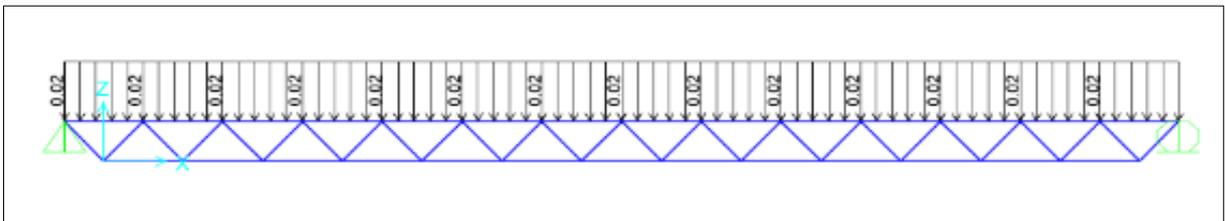


Figura 251. Carga de viento en la vigueta.

La E.090 (21), indica que se usarán las siguientes combinaciones según el método "LRFD":

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

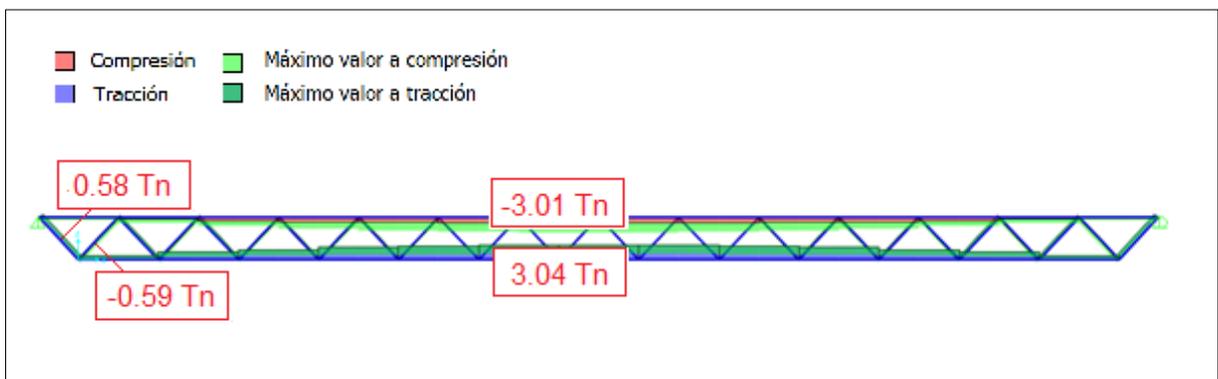
Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

E: Carga de sismo de acuerdo con la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

- a) $R_u = 1,4D$
- b) $R_u = 1,2D + 1,6L + 0,8W$
- c) $R_u = 1,2D + 1,3W + 0,5L$
- d) $R_u = 0,9D + 1,3W$

Dando las siguientes envolventes de esfuerzos críticos



Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

Figura 252. Envolvente de fuerzas críticas en la viga VT-1.

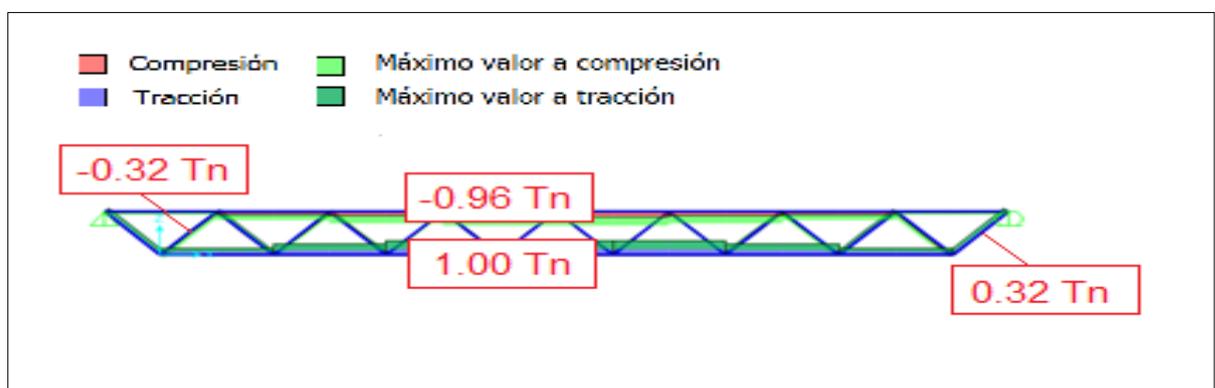


Figura 253. Envolvente de fuerzas críticas en la viga VT-2.

Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

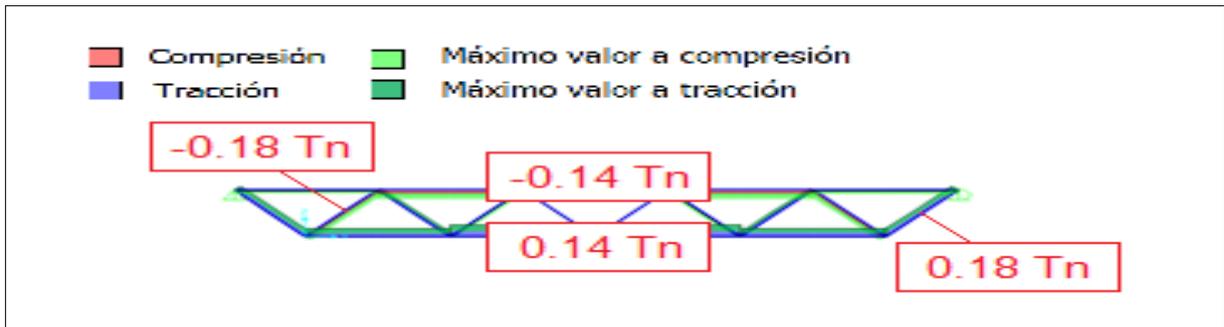


Figura 254. Envolvente de fuerzas críticas en la vigüeta VT-3.

Nota: Positivo (+) esfuerzos a tracción, negativo (-) esfuerzos a compresión

En el programa SAP 2000 obtenemos de la envolvente las cargas críticas actuantes por tipo de elemento para todos los tipos de vigüeta.

Tabla 101

Cargas críticas en las vigüetas

Cargas críticas		
Ubicación	Tracción (t)	Compresión (t)
VT-1		
Brida superior	-	-3.0141
Brida inferior	3.0454	-
Diagonales	0.5845	-0.5943
VT-2		
Brida superior	-	-0.9644
Brida inferior	0.9950	-
Diagonales	0.3196	-0.3204
VT-3		
Brida superior	-	-0.3720
Brida inferior	0.3726	-
Diagonales	0.1823	-0.1831

c. Diseño brida superior

Los requerimientos de resistencia y la configuración geométrica de la brida superior son idénticas al diseño de la brida superior de la alternativa de techado a dos aguas mostrado en la sección 4.2.1.1. Viguetas (c). Por lo tanto, los perfiles elegidos así como el proceso de diseño serán idénticos.

Comparamos la fuerza resistente del modelo referido con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 5.72 > 3.01 Tn \text{ si cumple!}$$

A continuación, se presenta el siguiente cuadro con el cálculo de la brida superior para todas las viguetas:

Tabla 102

Diseño de la brida superior de las viguetas.

d. Diseño brida inferior

Los requerimientos de resistencia y la configuración geométrica de la brida inferior son idénticas al diseño de la brida superior de la alternativa de techado a dos aguas mostrado en la sección 4.2.1.1. Viguetas (d). Por lo tanto, los perfiles elegidos, así como el proceso de diseño serán idénticos.

Comparamos la fuerza resistente del modelo referido con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 5.23 > 3.04 Tn \text{ si cumple!}$$

A continuación, se presentan cuadros con el cálculo de la brida inferior para todas las viguetas:

Tabla 103

Brida Superior - Diseño a compresión			
Vigueta	VT-1	VT-2	VT-3
Fuerza calc. Pa (t)	-3.01	-0.96	-0.37
Longitud de Esbeltez en X Lx (m)	0.56	0.56	0.56
Longitud de Esbeltez en Y Ly (m)	2.6	2.46	2.88
Perfil	2 L1-1/4x1-1/4x1/4	2 L1x1x1/8	2 L1x1x1/8
Área Neta Ag (cm ²)	7.26	3.02	3.02
Radio de giro en X rx (cm)	0.94	0.77	0.77
Radio de giro en Y ry (cm)	0.94	0.77	0.77
Radio de giro en Z rz (cm)	0.62	0.45	0.45
Ancho de ala b (cm)	3.18	2.54	2.54
Espesor de ala t (cm)	0.64	0.32	0.32
Constante torsional de la sección compuesta J	1.08	0.11	0.11
λ_p	5.00	8.00	8.00
λ	12.96	12.96	12.96
Condición	No esbelto!	No esbelto!	No esbelto!
Pandeo por flexión eje X-X			
Esfuerzo de Euler Fe (kg/cm ²)	5805.81	3940.556752	3940.556752
Esfuerzo Critico Fcr (kg/cm ²)	1897.37	1740.429979	1740.429979
Fuerza adm. Pn (t)	13.78	5.25	5.25
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!
Pandeo por flexión eje Y-Y			
Radio de giro en Y de la sección compuesta Ry (cm)	1.91	1.59	1.59
Esfuerzo de Euler Fe (kg/cm ²)	1112.80	862.9246691	629.59
Esfuerzo Critico Fcr (kg/cm ²)	878.33	681.1064414	496.9357326
Fuerza adm. Pn (t)	6.38	2.06	1.50
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!
Pandeo por flexotorsión			
Distancia entre conectores a (m)	0.56	0.56	0.56
Esbeltez del miembro armado (KL/r)m	143.82	164.87	189.96
Esfuerzo de Euler Fe (kg/cm ²)	1002.08	762.5	574.40
Esfuerzo Critico en Y Fcry (kg/cm ²)	878.82	668.71	503.75
Esfuerzo Critico en Z Fcry (kg/cm ²)	23542.88	8165.83	8165.83
Constante por flexión (H)	0.90	0.9	0.90
Esfuerzo Critico Fcr (kg/cm ²)	787.91	596.5	450.39
Fuerza adm. Pn (t)	5.72	1.80	1.36
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

Diseño de la brida inferior de las viguetas.

Brida Inferior - Diseño a tracción

Vigueta	VT-1	VT-2	VT-3
Fuerza calc. Pa (t)	3.0454	0.995	0.37
Longitud de Esbeltez en X Lx (m)	0.56	0.56	0.56
Longitud de Esbeltez en Y Ly (m)	2.6	2.46	2.88
Perfil	2 L1x1x1/8	2 L1x1x1/8	2 L1x1x1/8
Área Neta Ag (cm ²)	3.02	3.02	3.02
Radio de giro en X rx (cm)	0.77	0.77	0.77
Radio de giro en Y ry (cm)	0.77	0.77	0.77
Radio de giro en Y de la sección compuesta Ry (cm)	1.59	1.59	1.59
Fluencia en tracción			
Esfuerzo de Fluencia (kg/cm ²)	2530	2530	2530
Pn (t)	6875.06	6875.06	6875.06
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!
Fractura en tracción			
Esfuerzo de Fractura (kg/cm ²)	4080	4080	4080
Factor de corte diferido U	0.57	0.13	0.13
Longitud de soldadura l (cm)	1.73	0.87	0.87
Área efectiva (cm ²)	1.71	0.4	0.4
Pn (t)	5.22	1.22	1.22
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

e. Diseños diagonales

Los requerimientos de resistencia y la configuración geométrica de las diagonales son idénticas al diseño de la brida superior de la alternativa de techado a dos aguas mostrado en la sección 4.2.1.1. Viguetas (e). Por lo tanto, los perfiles elegidos, así como el proceso de diseño serán idénticos.

Comparamos la fuerza resistente del modelo referido con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 3.88 > 0.58 T_n \text{ si cumple!}$$

A continuación, se presentan cuadros con el cálculo de las diagonales para todas las viguetas:

Tabla 104

Diseño de la diagonal de las viguetas.

Diagonal - Diseño a compresión			
Vigueta	VT-1	VT-2	VT-3
Fuerza calc. Pa (t)	-0.5943	-0.3204	-0.1831
Longitud de Esbeltez en X Lx (m)	0.43	0.43	0.43
Longitud de Esbeltez en Y Ly (m)	0.43	0.43	0.43
Perfil	barra lisa 1/2"	barra lisa 1/2"	barra lisa 1/2"
Área Neta Ag (cm ²)	1.27	1.27	1.27
Radio de giro en X rx (cm)	0.32	0.32	0.32
Radio de giro en Y ry (cm)	0.32	0.32	0.32
Condición	No esbelto!	No esbelto!	No esbelto!
Pandeo por flexión eje X-X e Y-Y			
Esfuerzo de Euler Fe (kg/cm ²)	1129.98	1129.98	1129.98
Esfuerzo Crítico Fcr (kg/cm ²)	892.02	892.02	892.02
Fuerza adm. Pn (t)	1.13	1.13	1.13
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!
Diagonal - Diseño a tracción			
Vigueta	VT-1	VT-2	VT-3
Fuerza calc. Pa (t)	0.5845	0.3196	0.1823
Fluencia en tracción			
Esfuerzo de Fluencia (kg/cm ²)	2530	2530	2530
Pn (t)	2884.44	2884.44	2884.44
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!
Fractura en tracción			
Esfuerzo de Fractura (kg/cm ²)	4080	4080	4080
Factor de corte diferido U	1	1	1
Área efectiva (cm ²)	1.27	1.27	1.27
Pn (t)	3.88	3.88	3.88
Fuerza adm. > Fuerza calc.	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!	¡Sí, cumple!

4.2.2.4. Arriostres

a. *Metrado de cargas*

Las cargas que recibe el sistema de arriostres provienen de las reacciones horizontales a la fuerza de viento proveniente de las vigas intermedias VI-1 y VI-2, las descomponemos en fuerzas en los ejes X y Z para realizar el análisis estructural.

Tabla 105

Cargas de viento en los arriostres-combinación 1.

Combinación 1			
Barlovento	0.7	Sotavento	-0.6
VI-1 (t)	0.22	VI-1 (t)	-0.19
VI-2 (t)	0.20	VI-2 (t)	-0.17
En Ax (t)	0.35	En Bx (t)	-0.30
En Az (t)	0.19	En Bz (t)	-0.16

Tabla 106

Cargas de viento en los arriostres-combinación 2.

Combinación 2			
Barlovento	-0.3	Sotavento	-0.6
VI-1 (t)	-0.12	VI-1 (t)	-0.25
VI-2 (t)	-0.11	VI-2 (t)	-0.22
En Ax (t)	-0.1924	En Bx (t)	-0.3847
En Az (t)	-0.1066	En Bz (t)	-0.2132

b. Análisis estructural

En el análisis se deben de tener las siguientes consideraciones:

- La combinación crítica según LRFD para una carga de viento se obtiene multiplicándola por **1.3 W**
- Se considerará que los arriostres no trabajan a compresión, ya que debido a su gran esbeltez su resistencia a la compresión es casi nula.

A continuación, se muestran las cargas (t) actuando sobre el sistema de arriostres.

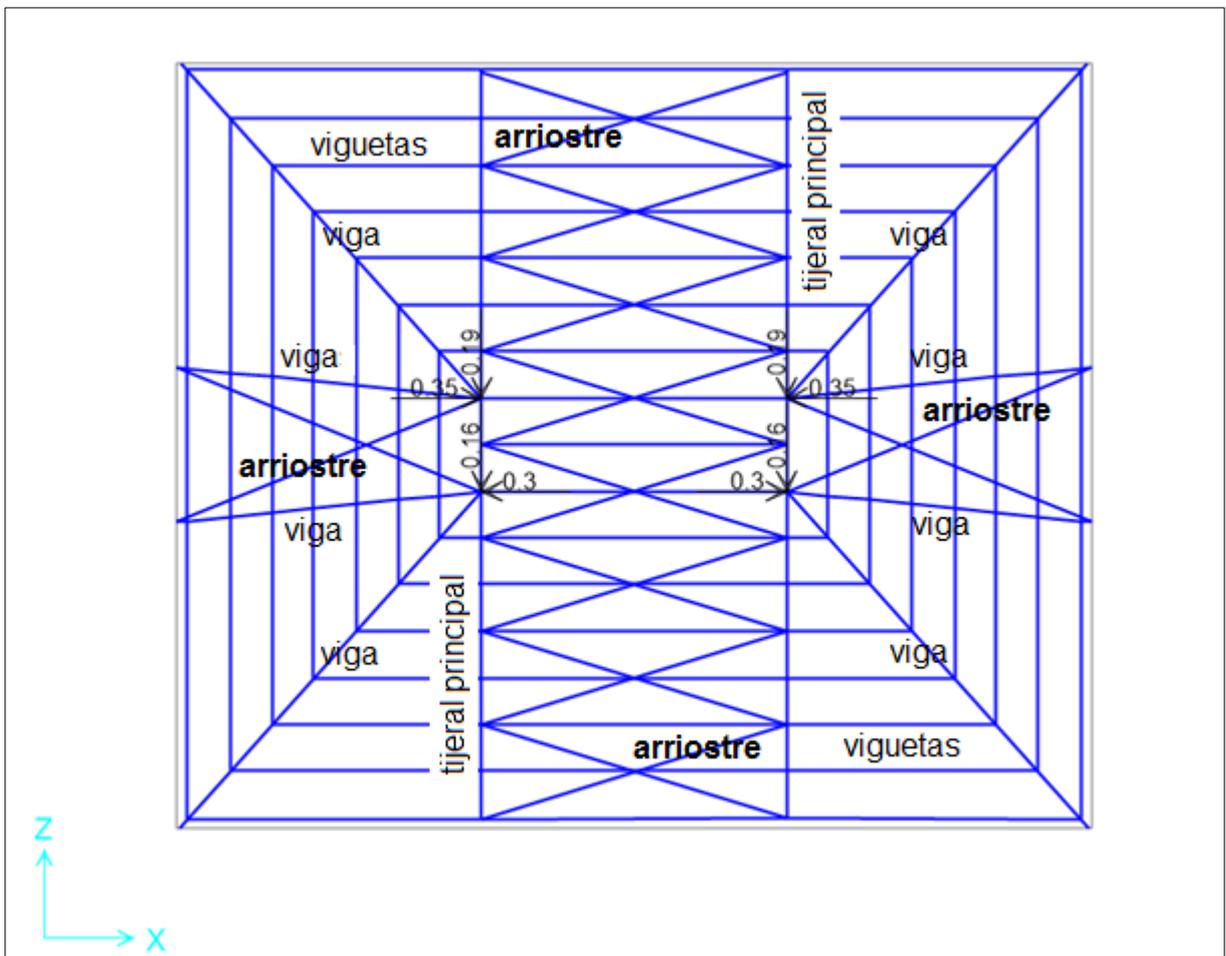


Figura 255. Carga de viento sobre el sistema de arriostres combinación 1.

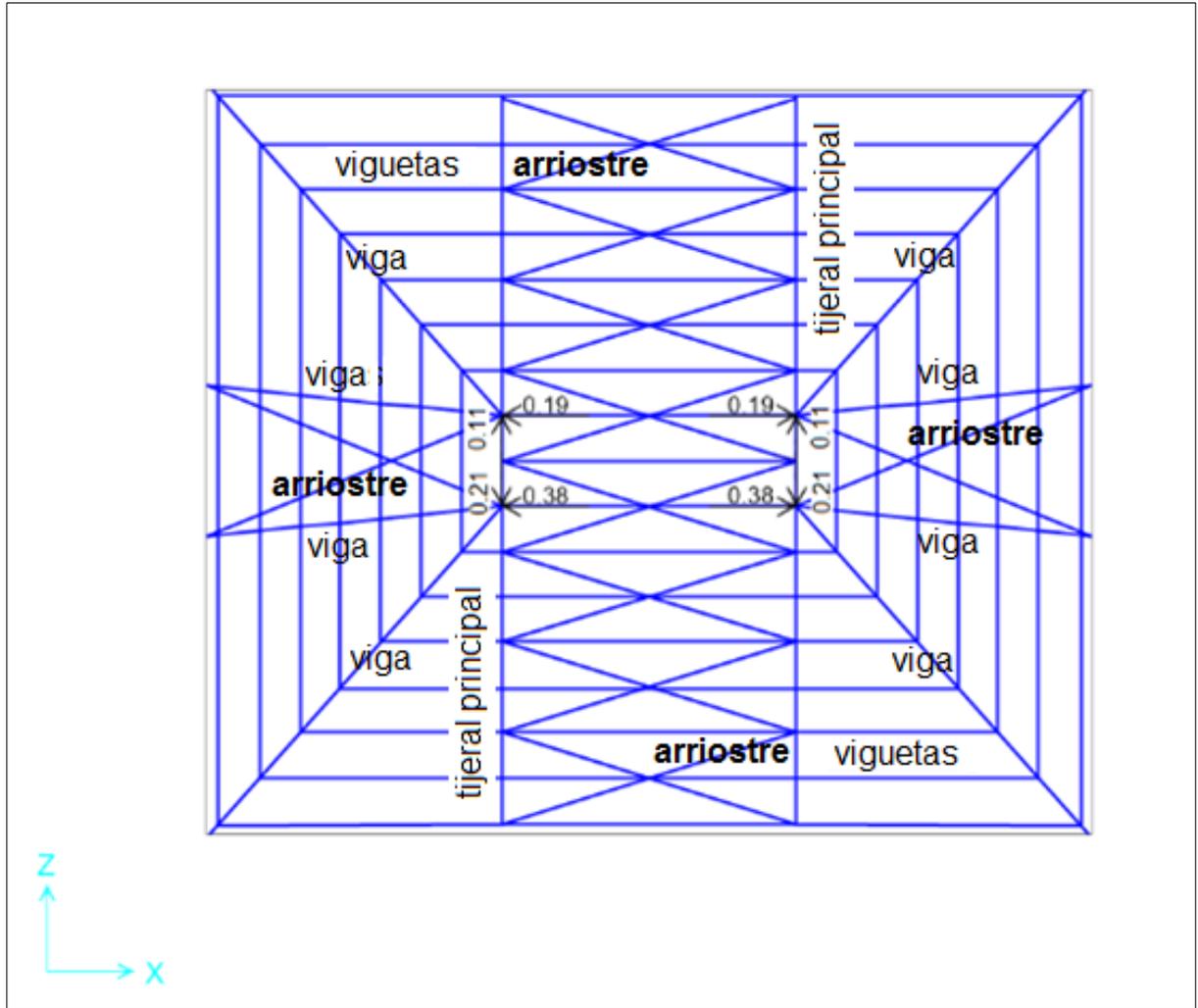


Figura 256. Carga de viento sobre el sistema de arriostres combinación 2.

Dando el siguiente diagrama de fuerzas:

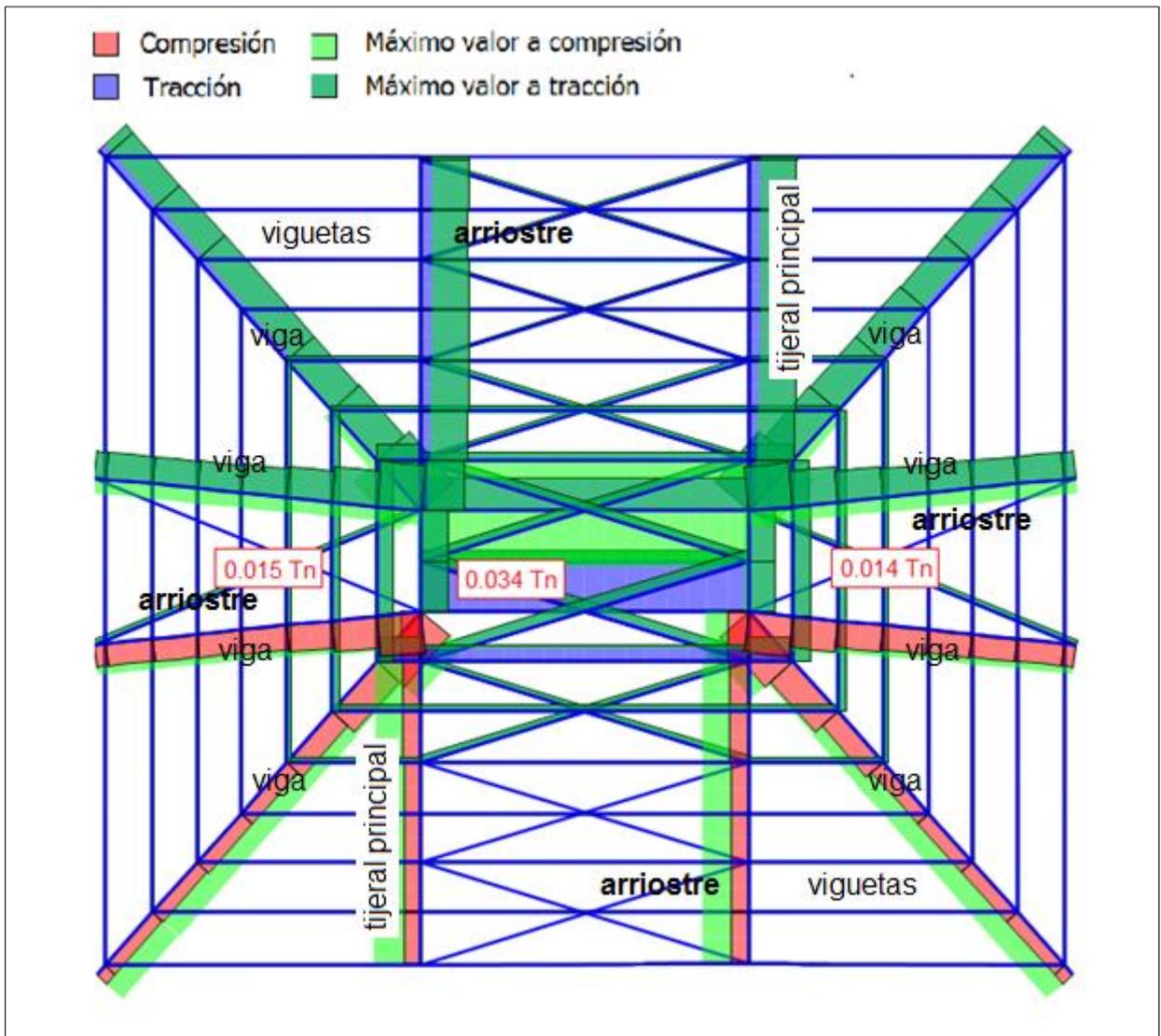


Figura 257. Envolvente de fuerzas críticas en el sistema de arriostres.

Dando como valor crítico a tracción **0.034 t**.

c. Diseño estructural

Para los arriostres se seleccionará el perfil barra circular lisa 1/2".

Según la E.090 (21) el diseño a tracción de la brida superior se realizará como se muestra a continuación:

barra lisa 1/2"

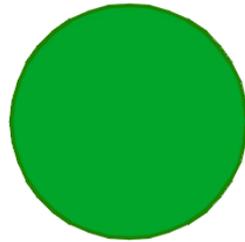


Figura 258. Sección del arriostre.

$$A_g = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ (Área Neta)}$$

$$r_x = 0.32 \text{ cm (Radio de giro en x)}$$

$$r_y = 0.32 \text{ cm (Radio de giro en y)}$$

La E090 (21) menciona, para varillas redondas roscadas la resistencia a tracción se determina solo en condición de fractura y con la siguiente expresión.

$$\phi P_n = \phi \times 0.75 \times F_u \times A_g$$

Datos previos:

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia a la fractura del acero A-36)}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 0.75 \times 4080 \times 1.27 = 2907.24 \text{ Kg} = 2.91 \text{ Tn}$$

Comparamos la fuerza resistente con la fuerza actuante:

$$\phi P_n = 2.91 > 0.034 \text{ Tn} \text{ *si cumple!*}$$

CONCLUSIONES

1. Respecto a los pesos y proceso constructivo de los sistemas de entrepiso, se realizó un diseño de losas aligeradas con vigas intermedias, para poder comparar los sistemas de losas compuestas con un sistema empleado convencionalmente. Después de analizar los diseños de los tramos **A-B, C-D** para ambos sistemas (Steel Deck y Vigacero) y realizar un análisis de pesos comparándolo con un sistema convencional de losas aligeradas con apoyos intermedios de vigas de concreto se concluye lo siguiente:

Tabla 107

Pesos de los sistemas de entrepiso

<i>Pesos de los sistemas en el tramo A-B, C-D (Tramo largo)</i>			
Sistema	Steel Deck	Vigacero	Solución convencional Losa aligerada unidireccional
Luz libre (m)	7.6	7.6	7.6
Espesor t (cm)	10	35	17
Peso(kg/m ²)	210.53	214.43	364.33

En el sistema Steel Deck, se incluyó el peso las vigas metálicas W en forma de carga distribuida en toda el área techada.

En sistema de losas aligeradas, se incluyó el peso las vigas intermedias de concreto en forma de carga distribuida en toda el área techada.

En el sistema Steel Deck se incluyó el peso las vigas metálicas W en forma de carga distribuida en toda el área techada. Además, en el sistema de losas aligerada, se incluyó el peso las vigas intermedias de concreto en forma de carga distribuida en toda el área techada. Mientras que en el sistema más eficiente para el tramo de 7.6 m, el sistema Steel Deck, también se puede considerar el sistema Vigacero con un peso muy similar. Esto se verá reflejado en la cantidad de refuerzo de los elementos del esqueleto estructural (vigas y columnas), como

también en las dimensiones de la cimentación, teniendo un impacto importante en el costo del proyecto. Respecto al sistema Steel Deck, el tramo largo posee las vigas metálicas como apoyos intermedios y crean luces intermedias de 2.55m. Esta reducción de peso en las losas usando este sistema podría ser contrarrestado en tema de presupuesto, con el costo de instalación de las vigas metálicas, la soldadura de sus conectores de corte y la mano de obra calificada que se necesita para realizar dicha instalación. En relación con el sistema Vigacero se presenta como el sistema más eficiente, teniendo un menor peso, además su instalación que es de fácil y rápido manejo además de no requerir apoyos intermedios en tramos largos.

2. Respecto al costo de los sistemas de entepiso, después de analizar los diseños de los tramos **A-B, C-D**, para ambos sistemas y realizar un análisis de costos comparándolo también con un el sistema convencional de losas aligeradas con apoyos intermedios de vigas de concreto se concluye lo siguiente:

Tabla 108

Costo del sistema losa aligerada

Losa aligerada (t=17 cm)			
Elemento	Cantidad	Unidad	Costo (s/.) soles
Concreto	38.07	M3	10280.07
Acero	1592.10	kg	6049.99
Bloquetas de arcilla	2761.00	Unidad	5245.90
Encofrado (madera)	310.8	M2	4205.124
		Total	25781.08

Se incluyó el material empleado en las vigas intermedias de concreto.

Tabla 109

Costo del sistema Vigacero

Sistema Vigacero (Viguetas Metálicas)			
Elemento	Cantidad	Unidad	Costo (s/.) soles
Concreto	16.57	M3	4474.98
Acero	701.77	kg	2666.73
Bloquetas de poliestireno (1.00 x 0.61 x 0.30m)	543.00	Unidad	10860.00
Viguetas Vigacero	452	MI	4746
Total			22747.71

Tabla 110

Costo del sistema Steel Deck.

Sistema Steel Deck (Placa Colaborante)			
Elemento	Cantidad	Unidad	Costo (s/.) soles
Concreto	27.97	M3	7551.36
Acero	831.60	kg	3160.08
Placa metálica	328.56	M2	13388.82
Viga metálica W 8x48	88.8	MI	15855.24
Total			39955.50

El sistema Vigacero se muestra como el más económico, seguido por la losa aligerada. Asimismo, el sistema Steel Deck de placas colaborantes demostró ser el más costoso teniendo como su componente de mayor incidencia a las vigas metálicas que sirvieron como apoyo intermedio.

- Respecto al proceso de diseño de los sistemas de entrepiso, en el sistema Steel Deck, el requerimiento de diseño crítico y que controla las dimensiones finales es el diseño por flexión por el método de LRFD, mientras que en el de Vigacero, el requerimiento crítico son las deflexiones finales en la losa cuando esta ya actúa como una sección compuesta. De esto se concluye que el sistema Steel Deck, debido a la forma de su sección, produce elementos más rígidos (con más

área transversal en concreto), pero también más pesados, debido a esto el requerimiento de diseño crítico resulta en los refuerzos de acero tanto negativos, como positivos debido a su peso. En cambio, en el sistema Vigacero las secciones de la losa son más esbeltas, debido al relleno de las bloquetas de poliestireno y esto causa el requerimiento de aumento del peralte de la sección o refuerzo positivo adicional a la vigueta para cumplir con las deflexiones admisibles.

4. Respecto al proceso de diseño de los techos metálicos, la elaboración de un marco teórico y la revisión de proyectos anteriores para entender el funcionamiento estructural de los elementos de la armadura son imprescindibles, para lograr una conceptualización geométrica y estructuración óptima del proyecto. Además, las etapas de diseño de un techo metálico están relacionadas todas entre sí, ya que una solicitud en la etapa de diseño, análisis o predimensionamiento podría conllevar cambio en la etapa de estructuración e incluso en la concepción geométrica de los elementos. Tales como aumentar la cantidad de elementos arriostrantes o cambiar la disposición de los elementos en una sección para obtener más rigidez y resistencia al pandeo, que el diseño exige. Asimismo, las cargas de viento que tienen influencia significativa en el diseño de los techos metálicos serán insignificantes para la comprobación de derivas en los apoyos, hechos de concreto armado (pórticos), ya que en elementos pesados como el concreto, la carga crítica será la carga de sismo, carga que es proporcional al peso de la estructura.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar futuras líneas de investigación en los siguientes temas:

1. Conexiones metálicas aplicadas a proyectos de techos metálicos y pórticos formando esqueletos estructurales, detallando sus diversos tipos, su comportamiento estructural y su procedimiento de diseño.
2. Diseños estructurales de arcos metálicos y diseños de tijerales metálicos aplicados a una misma edificación, comparando el procedimiento de diseño estructural y los costos de construcción.
3. Conexiones aplicadas entre elementos estructurales metálicos y elementos estructurales de concreto armado describiendo su comportamiento estructural y mostrando su procedimiento de diseño.
4. Ensayos para obtener deflexiones en muestras de losas compuestas con viguetas metálicas (sistema Vigacero) y losas compuestas con placa colaborante (Sistema Deck) y compararlas con deflexiones obtenidas mediante métodos de resistencia de materiales.
5. Interacción sísmica y estructural entre estructuras de concreto armado como esqueleto estructural y armaduras metálicas construidas sobre estos en niveles superiores.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BOZZO, M. y BOZO, L. *Losas reticulares mixtas. proyecto, análisis y dimensionamiento*. Barcelona, Reverté S.A., 2003. 84-291-2014-9.
2. CANCIANI, J. *Introducción a los tipos estructurales*. Buenos Aires, 2011.
3. ASCENCIO, J. Diseño de losas colaborantes unidireccionales de hormigón usando planchas de zincalum y sus analogías con el uso de placas de acero galvanizado instapanel PV6-R. Universidad Austral de Chile. Valdivia, Tesis (Titulación), 2006.
4. RAMOS, M. Análisis técnico y económico de losas de entrepiso. Universidad de Piura. Piura, Tesis (Titulación), 2002.
5. CORREA, Felix. *Diseño estructural de un auditorio de estructuras metálicas*. Universidad de Piura. Piura, Tesis (Titulación), 2003.
6. CRUZ, C., FIGUEROA, P. y HERNANDEZ, C. *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD*. Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, Tesis (Titulación), 2012.
7. ENRIQUE, E. Estructuras de grandes luces. Optimización de la estructura del gimnasio Maravillas de Alejandro de la Sota. Universidad de Valladolid. Valladolid, Tesis (Titulación), 2015.
8. ALACERO. ¿Qué es el Acero? 7 de octubre de 2018. <https://www.alacero.org>
9. VINNAKOTA, S. *Estructuras de acero: comportamiento LRFD*. México D.F. : Mc Graw-Hill interamericana, 2006.
10. ÁREA Tecnológica. 7 de octubre de 2018. <http://www.areatecnologia.com>.
11. WIKIMEDIA Commons. 2012. Recuperado el 7 de octubre de 2018. <https://commons.wikimedia.org>.
12. ANDRADE, L. *Estructuras de acero conceptos, técnicas y lenguaje*. Santiago, Zigurate, 2006.
13. MCCORMAC, J. y CSERNAK, S. *Diseño de estructuras de acero*. México D.F. : Alfaomega, 2012.
14. MORALES, A. Diseño estructural de un edificio de tres niveles con estructura metálica para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo. Huancayo, Tesis (Titulación), 2017.
15. AMERICAN Institute Steel of Construction AISC. *Steel construction Manual 14th Edition*. Illinois : AISC, 2011.

16. ZAPATA, L. *Diseño estructural en acero*. Lima, Universidad Nacional de Ingeniería Editorial, 1991.
17. SEGUI, W. *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. México D.F. : International Thomson Editores, 2000.
18. CRISAFULLI, F. *Diseño sísmoresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile : Asociacion Latinoamericana de Acero (ACERO), 2018.
19. ALVARES, O. y Cházaro, C. *Construcción compuesta acero concreto*. El Acero Hoy México D.F. : Gerdau Corsa, 2014.
20. PROGRAMA Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. *Temas de cooperación para el desarrollo*. Barcelona. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, 2005.
21. SENCICO. Norma E 090 Propuesta Final. Reglamento Nacional de Edificaciones . 2019.
22. SENCICO. Norma E 060. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2009. ISBN 978-9972-9433-4-8
23. ACERO Deck. Manual técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso. Lima Acero Deck, 2009.
24. SENCICO. *Sistema constructivo placa colaborante Acero-Deck*. Lima, ACEROS PROCESADOS S.A., 2005.
25. GORA, D. Influencia de la calidad de concreto, costos y tiempos en la producción de losas aligeradas y sistemas de placas colaborantes. Huancayo, Tesis (Titulación), 2014.
26. SANCHEZ, N. Tópicos importantes en el diseño de concreto armado. *Curso de actualización conducentes a la obtención del título 2018-1*. Huancayo, Universidad Continental, 2018.
27. AMERICAN Institute of Steel Construction AISC. *Specification for Structural Steel Buildings-ANSI/AISC 360-10*. Illinois, AISC, 2010.
28. SENCICO. Norma E 020. *Reglamento Nación de Edificaciones*. 2006.
29. SENCICO. *Manual de instalación de techo aligerado con viguetas prefabricadas de acero*. Lima, Cartolan Editores, 2014.
30. VIGACERO. Ficha técnica para diseño con vigacero. Lima, Vigacero, 2014.
31. SENCICO. *Manual Técnico Vigacero. Sistema constructivo aprobado por el Ministerio de Vivienda*. Lima, Vigacero, 2014.

32. SENCICO. *Manual de Instalación de techo aligerado con viguetas prefabricadas Vigacero*. Lima, 2016.
33. OTAZZI G. *Diseño en concreto armado*. Lima, Edigrafasa S.R.L., 2011.
34. WIKIPEDIA. Creative Commons, 4 de febrero de 2010. Recuperado el: 13 de agosto del 2018. https://es.wikipedia.org/wiki/Departamento_de_Jun%C3%ADn.
35. DE HUANCAYO. Recuperado el 13 de agosto del 2018, <http://www.dehuancayo.com/>. 2014.
36. SENCICO. Norma E 030. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2017.
37. CALAMINON.. Recuperado el 20 de febrero de 2019. www.calaminon.com.
38. MORALES, R. *Diseño en Concreto Armado*. Lima, ICG, 2006.
39. BLANCO, A. *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, 1991.
40. BAZÁN, E.y MELI, R. *Diseño sísmico de edificios*. México D.F. : Limusa, 2002.
41. SANCHEZ Arevalo, Natividad Antonieta. Diseño de elementos a flexión. *Concreto Armado*. Huancayo, Universidad Continental, 2015.
42. BENITO, Erick Trujillo. Curso de diseño de naves industriales. Huancayo, Colegio de Ingenieros del Peru-Sede Junín, 2017.
43. PROGRAMA Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. *Temas de cooperación para el desarrollo*. Barcelona. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, 2005.
44. MCCORMAC, J. *Tabla modificada. "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD"* . s.l. : Alfaomega Grupo, 2ª. Edición, 1999.
45. ALAS, O. *Guía de procesos constructivos en sistema estructural a base de marcos de acero en edificios de*. El Salvador, Tesis (Titulación). Universidad de El Salvador, 2006.
46. BUNGE, M. *"La ciencia, su método y filosofía"*. México, Siglo XXI editores, 1980.
47. VENTO, J. *La investigación*. México, 2013.
48. SAMPIERI, H. *Investigación Científica*. México, Mc Graw Hill, 2010.
49. GIUDICI, J. MASSA, J. Giro, A. *Compendio de Cálculo Estructural II*, FCEFyN-UNC, 2015.

50. COMITÉ ACI 318. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Michigan-USA, Farmington Hills, 2014.

51. CALAMINON. Recuperado el 20 de febrero de 2019. www.calaminon.com.