

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO DE UN PUENTE TIPO EN ESTRUCTURA METÁLICA PARA EL FERROCARRIL EN LA VÍA QUITO-DURÁN

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
MECÁNICO**

DAYSI ALEXANDRA BAÑO MORALES

daysialexa@hotmail.com

MIGUEL ÁNGEL SAQUIPAY LUNA

miguel-asl@hotmail.es

DIRECTOR: ING. MDI. CARLOS OSWALDO BALDEÓN VALENCIA

carlos.baldeon@epn.edu.ec

Quito, Julio 2014

DECLARACIÓN

Nosotros, Daysi Alexandra Baño Morales y Miguel Ángel Saquipay Luna, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Daysi Alexandra Baño Morales

Miguel Ángel Saquipay Luna

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Daysi Alexandra Baño Morales y Miguel Ángel Saquipay Luna bajo nuestra supervisión.

Ing. MDI Carlos Baldeón
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Jorge Escobar
CO-DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme permitido llegar a este momento, por darme la fe necesaria para seguir en mi camino.

A mis padres, César y María, quienes han sido el pilar principal en mi vida, siempre apoyándome y dándome fuerzas para continuar cuando algún obstáculo se presentaba.

A mis hermanas, Silvia y Doris, por la confianza que me han brindado en cada momento, y por ser un gran ejemplo para mí, no solo en lo profesional sino también en lo personal, demostrándome que somos unas guerreras.

A Miguel quien no solo ha sido un gran compañero de tesis aportando sus conocimientos en cada momento, sino que también ha sido un excelente amigo apoyándome en momentos difíciles, y compartiendo conmigo sus experiencias que me han hecho crecer como persona.

A mis amigos con quienes he compartido gran parte de mi vida universitaria, en especial a Christian y Jaime con quienes he vivido momentos especiales que me han llenado de recuerdos y anécdotas que nunca olvidaré.

Al Ing. Carlos Baldeón que nos ha guiado en el desarrollo de este proyecto, aportando su experiencia para realizarlo de la mejor manera.

Y a la Escuela Politécnica Nacional que ha sido el lugar correcto para iniciar mi carrera, en cuyas aulas no solo crecí profesionalmente sino también como persona.

Daysi Alexandra Baño Morales

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Miguel y Melva, a mi tía Norma y a todos mis hermanos por el apoyo incondicional que me han sabido brindar para poder culminar mis estudios, sin su apoyo no lo habría logrado.

A mis dos grandes amigos Daysi y Fredy, de los cuales me llevo los más grandes recuerdos y solo tengo palabras de agradecimiento por haber compartido parte de sus vidas junto a mí.

A la Escuela Politécnica Nacional y la Facultad de Ingeniería Mecánica por haberme acogido en sus aulas y de las cuales me llevo lo más valioso, el conocimiento.

A mi compañera de tesis Daysi, por ser ante todo una excelente persona que ha sabido ser luz en la oscuridad cuando lo necesitaba...lo logramos Day!!!

Miguel Ángel Saquipay Luna

DEDICATORIA

A mis padres que son mi razón para salir adelante y cumplir con mis objetivos, a ellos que siempre me han apoyado y han forjado en mí una persona de bien, con principios y valores.

A ellos con mucho amor, dedico este proyecto.

Daysi Alexandra Baño Morales

DEDICATORIA

A mis padres Miguel y Melva, a mi tía Norma porque sus esfuerzos el día de hoy dan sus frutos.

A mis sobrinos, a los que desde el día de hoy les pongo una meta, culminar sus estudios universitarios, ya que si yo lo pude conseguir ellos también pueden.

Miguel Ángel Saquipay Luna

INDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	i
CERTIFICACIÓN	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
DEDICATORIA.....	v
DEDICATORIA.....	vi
INDICE DE CONTENIDO.....	vii
INDICE DE FIGURAS	xv
INDICE DE TABLAS	xxi
INDICE DE ANEXOS	xxiii
RESUMEN	xxiv
ABSTRACT	xxv
PRESENTACIÓN	xxvi
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. HISTORIA DE LOS PUENTES DE FERROCARRIL	2
1.2.1. LOS PRIMEROS PUENTES DE TREN.....	3
1.3. HISTORIA DE LAS LOCOMOTORAS.....	4
1.3.1. LOCOMOTORAS	5
1.3.2. TIPOS DE LOCOMOTORAS.....	5
1.3.2.1. Locomotora de vapor	5
1.3.2.2. Locomotoras diesel-eléctricas.....	6
1.3.2.3. Locomotoras de turbina-eléctricas	7
1.3.3. MECANISMO DE MOVIMIENTO DE UNA LOCOMOTORA	7
1.4. HISTORIA DEL FERROCARRIL ECUATORIANO	8
1.4.1. PUENTES POR TRAMOS EN LA VÍA FÉRREA QUITO-DURÁN.....	10
1.4.1.1. Tramo Durán – Yaguachi	10
1.4.1.2. Tramo Yaguachi-Bucay	11
1.4.1.3. Tramo Bucay-Sibambe	11

1.4.1.4.	Tramo Sibambe - Alausí	11
1.4.1.5.	Tramo Alausí - Riobamba	11
1.4.1.6.	Tramo Riobamba-Ambato	11
1.4.1.7.	Tramo Ambato-Latacunga	11
1.4.1.8.	Tramo Latacunga-Quito	12
1.5.	CONCEPTOS GENERALES DE PUENTES	12
1.6.	PARTES FUNDAMENTALES DE LOS PUENTES.....	14
1.6.1.	SUPERESTRUCTURA.....	14
1.6.1.1.	Elementos principales.....	14
1.6.1.1.1.	Tablero	14
1.6.1.1.2.	Vigas longitudinales y transversales	14
1.6.1.2.	Elementos secundarios.....	15
1.6.1.2.1.	Arriostramientos.....	15
1.6.1.2.2.	Calzadas.....	15
1.6.1.2.3.	Aparatos de apoyo.....	16
1.6.1.2.4.	Aceras	16
1.6.1.2.5.	Juntas	16
1.6.1.2.6.	Barandas	16
1.6.2.	SUBESTRUCTURA O INFRAESTRUCTURA.....	16
1.6.2.1.	Pilas.....	17
1.6.2.2.	Estribos.....	17
1.6.2.3.	Zapata	17
1.7.	ACEROS ESTRUCTURALES	17
1.7.1.	VENTAJAS DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES.....	18
1.7.1.1.	Alta resistencia	18
1.7.1.2.	Elasticidad	18
1.7.1.3.	Durabilidad	19
1.7.1.4.	Ductilidad	19
1.7.1.5.	Tenacidad.....	20
1.7.1.6.	Propiedades diversas	20
1.7.2.	DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	21
1.7.2.1.	Costo de mantenimiento	21
1.7.2.2.	Costos de la protección contra el fuego	21
1.7.2.3.	Susceptibilidad al pandeo	21
1.7.2.4.	Fatiga.....	22
1.7.2.5.	Fractura frágil.....	22

1.7.3.	ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS	22
1.7.3.1.	Aceros estructurales de carbono.....	23
1.7.3.2.	Aceros de alta resistencia y baja aleación	23
1.7.3.3.	Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica.....	24
1.7.3.4.	Aceros templados y revenidos	24
2.	MARCO TEÓRICO.....	25
2.1.	TIPOLOGÍA DE PUENTES	25
2.1.1.	EL MATERIAL CONSTITUTIVO.....	25
2.1.1.1.	Puentes de madera.....	25
2.1.1.2.	Puentes de hormigón.....	26
2.1.1.2.1.	Armado	26
2.1.1.2.2.	Pretensado	26
2.1.1.3.	Puentes metálicos.....	26
2.1.1.3.1.	De fundición.....	26
2.1.1.3.2.	De hierro forjado	27
2.1.1.3.3.	De acero	27
2.1.1.4.	Puentes mixtos	28
2.1.2.	EL TIPO DE TABLERO	28
2.1.2.1.	Fijos.....	28
2.1.2.2.	Móviles	29
2.1.2.2.1.	Basculantes	29
2.1.2.2.2.	Giratorios	29
2.1.2.2.3.	De desplazamiento vertical	30
2.1.2.2.4.	Puente transbordador	30
2.1.2.2.5.	Deslizante: retractable o de desplazamiento horizontal	30
2.1.2.2.6.	Flotantes.....	31
2.1.3.	FUNCIONAMIENTO MECÁNICO.....	31
2.1.3.1.	Puente Arco.....	31
2.1.3.2.	Puente Celosía	32
2.1.3.3.	Puente Viga	32
2.1.3.4.	Puentes Pórtico	33
2.1.3.5.	Puentes Colgantes.....	33
2.1.3.6.	Puentes Atirantados.....	34
2.2.	ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR Y NORMAS	35
2.3.	ANÁLISIS DE CARGAS PARA EL DISEÑO.....	35

2.3.1.	CARGAS MUERTAS O ESTÁTICAS	36
2.3.2.	CARGAS VIVAS O DINÁMICAS	36
2.3.2.1.	Cargas de tránsito en puentes	36
2.3.2.2.	Cargas de impacto.....	37
2.3.2.3.	Cargas de viento.....	37
2.3.2.4.	Cargas sísmicas	37
3.	REQUERIMIENTOS FUNCIONALES	38
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	38
3.2.	REQUERIMIENTOS FUNCIONALES	38
3.2.1.	SELECCIÓN DEL PUENTE TIPO A DISEÑAR.....	38
3.2.1.1.	Criterios para la selección del puente	40
3.2.1.2.	Evaluación de alternativas para el criterio: condiciones atmosféricas	43
3.2.1.3.	Evaluación de las alternativas para la selección del puente	49
3.2.2.	SELECCIÓN DEL TIPO DEL PUENTE	54
3.2.2.1.	Criterios para determinar la tipología del puente	54
3.2.2.2.	Evaluación de las alternativas para la elección del tipo de puente	55
3.2.3.	POSICIÓN DEL TABLERO	57
3.2.4.	SELECCIÓN DEL MATERIAL	58
3.2.4.1.	Material de los perfiles estructurales.....	58
3.2.4.1.1.	Acero A36.....	58
3.2.4.1.2.	Acero A572 grado 50	59
3.2.4.1.3.	Acero A588 grado A.....	59
3.2.5.	SELECCIÓN DEL ANCHO DEL PUENTE.....	60
3.2.5.1.	De acuerdo a las características de locomotoras de Ecuador.....	61
3.2.5.2.	De acuerdo a las características de locomotoras	61
3.2.5.3.	De acuerdo a las características de los vagones	62
3.2.5.4.	De acuerdo a la norma AREMA	62
3.2.6.	SELECCIÓN DE LOS DURMIENTES	64
3.2.7.	SELECCIÓN DEL RIEL	65
3.2.8.	CONTRARIEL	67
3.2.9.	SELECCIÓN DE LA CARGA VIVA.....	68
3.2.10.	ANCHO DE VIA.....	68
3.2.11.	TIPO DE FIJACIÓN O CONEXIÓN DE LOS ELEMENTOS.....	69
4.	PARÁMETROS DE DISEÑO	70
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	70
4.2.	CARGAS	71

4.2.1.	CARGA MUERTA.....	71
4.2.2.	CARGA VIVA.....	72
4.2.3.	CARGA DE IMPACTO	72
4.2.4.	CARGA CENTRIFUGA	74
4.2.5.	CARGA DE VIENTO SOBRE EL PUENTE CARGADO	75
4.2.6.	CARGA DE VIENTO SOBRE EL PUENTE DESCARGADO.....	75
4.2.7.	CARGA LATERAL CAUSADAS POR EL EQUIPO	75
4.2.8.	CARGA LONGITUDINAL	75
4.2.9.	CARGA DE SISMO	76
4.3.	COMBINACIONES DE CARGA	79
4.4.	LARGUEROS	81
4.4.1.	LONGITUD	81
4.4.2.	CARGAS DE DISEÑO.....	83
4.4.2.1.	Carga muerta.....	83
4.4.2.2.	Carga Viva.....	86
4.4.2.3.	Carga de Impacto	89
4.4.2.4.	Carga de viento	90
4.4.2.5.	Carga lateral del equipo rodante.....	90
4.4.2.6.	Carga longitudinal.....	90
4.4.3.	DISEÑO.....	92
4.5.	VIGAS DE PISO	95
4.5.1.	LONGITUD	95
4.5.2.	CARGAS DE DISEÑO.....	96
4.5.2.1.	Carga muerta.....	96
4.5.2.2.	Carga viva	100
4.5.2.3.	Carga de impacto	103
4.5.2.4.	Carga de viento	105
4.5.2.5.	Carga lateral del equipo rodante.....	105
4.5.2.6.	Carga Longitudinal.....	105
4.5.3.	DISEÑO.....	105
4.5.3.1.	Combinaciones de carga	106
4.5.3.2.	Diseño del alma	106
4.5.3.3.	Diseño del patín.....	109
4.6.	TRABE.....	113
4.6.1.	LONGITUD	113
4.6.2.	CARGAS DE DISEÑO.....	113

4.6.2.1.	Carga muerta.....	113
4.6.2.2.	Carga Viva.....	116
4.6.2.3.	Carga de impacto	123
4.6.2.4.	Carga de viento sobre el puente cargado	125
4.6.2.5.	Carga de viento sobre el puente descargado.....	134
4.6.2.6.	Carga longitudinal.....	137
4.6.3.	DISEÑO.....	138
4.6.3.1.	Combinaciones de carga	138
4.6.3.2.	Diseño del alma	139
4.6.3.3.	Diseño del patín.....	140
4.7.	ATIESADORES DE APOYO EN LOS EXTREMOS	144
4.7.1.	FLUENCIA EN EL ALMA.....	145
4.7.2.	DISEÑO.....	146
4.8.	ATIESADORES DE APOYO INTERIORES.....	148
4.8.1.	FLUENCIA EN EL ALMA.....	148
4.8.2.	APLASTAMIENTO DEL ALMA.....	149
4.9.	ATIESADORES INTERMEDIOS TRANSVERSALES	150
4.9.1.	UBICACIÓN.....	151
4.9.2.	DISEÑO.....	153
4.10.	CARTELAS DE SOPORTE LATERAL	156
4.11.	APOYOS	162
4.11.1.	Base superior	163
4.11.2.	Alma y articulación	170
4.11.3.	Placa base inferior.....	173
4.12.	ÁNGULO DE FIJACIÓN DE DURMIENTES.....	176
5.	INGENIERÍA DE DETALLE	179
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	179
5.2.	DISEÑO DE CONEXIONES.....	179
5.2.1.	SOLDADURA	179
5.2.2.	PROCESOS DE SOLDADURA	179
5.2.2.1.	Soldadura por arco y metal protegido (SMAW).....	180
5.2.2.2.	Soldadura protección gaseosa y electrodo continuo (GMAW)	180
5.2.2.3.	Soldadura por arco sumergido (SAW).....	181
5.2.2.4.	Soldadura por arco y núcleo fundente (FCAW).....	182
5.2.2.5.	Análisis de los procesos de soldadura	182
5.2.3.	CLASIFICACIÓN DE LA SOLDADURA	184

5.2.3.1.	Tipo de junta	184
5.2.3.2.	Tipos de soldaduras o de cordón	184
5.2.3.3.	Variaciones del bisel	185
5.2.3.4.	Posiciones de soldaduras	185
5.2.4.	MATERIAL BASE	186
5.2.5.	ELECTRODO	186
5.2.6.	TEMPERATURA DE PRECALENTAMIENTO Y ENTRE PASES	188
5.2.7.	MÁQUINAS PARA SOLDADURA	188
5.2.8.	TAMAÑO DE LAS SOLDADURAS DE RANURA.....	190
5.2.9.	TAMAÑO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE.....	190
5.2.10.	REQUISITOS DEL ASD	190
5.2.11.	ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA SOLDADURA	191
5.2.12.	CÁLCULO DE CONEXIONES	192
5.2.12.1.	Diseño de la soldadura del larguero a la viga de piso	192
5.2.12.2.	Diseño de la soldadura alma-patín de la viga de piso	200
5.2.12.3.	Diseño de la soldadura de la viga de piso al trabe principal	203
5.2.12.4.	Diseño de la soldadura patín-alma de la trabe	207
5.2.12.5.	Diseño de la soldadura a tope de las trabes principales	209
5.2.12.6.	Soldadura de atiesadores	214
5.2.12.7.	Soldadura de cartelas	217
5.2.13.	CARACTERÍSTICAS DE LOS BISELES	220
5.2.13.1.	Cálculo del número de pasadas del electrodo.....	223
5.2.13.2.	Parámetros de soldadura.....	231
5.2.14.	DOCUMENTACIÓN DE SOLDADURA INDUSTRIAL	234
5.2.14.1.	Especificación del procedimiento de soldadura (WPS)	234
5.2.14.2.	Registro del procedimiento de calificación (PQR)	234
5.2.14.3.	Calificación del desempeño del soldador (WPQ)	235
5.3.	MÉTODOS DE PINTURA.....	235
5.4.	MÉTODOS DE CORTE	238
5.5.	SIMULACIÓN	239
6.	ANÁLISIS DE COSTOS	249
6.1.	INTRODUCCIÓN.....	249
6.2.	CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS.....	249
6.2.1.	SEGÚN LOS ELEMENTOS DE UN PRODUCTO	249
6.2.2.	SEGÚN LA RELACIÓN CON EL VOLUMEN	249
6.2.3.	SEGÚN LA CAPACIDAD PARA ASOCIAR LOS COSTOS.....	250

6.3.	ANÁLISIS UNITARIO DE COSTOS	250
6.3.1.	RUBROS	250
6.3.2.	ELEMENTOS A ANALIZAR.....	250
6.3.2.1.	Materiales	251
6.3.2.2.	Mano de obra directa	253
6.3.2.3.	Alquiler de equipos	254
6.3.3.	MÉTODO DE ANÁLISIS.....	254
6.3.4.	COSTO TOTAL DEL PROYECTO	264
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	265
7.1.	CONCLUSIONES.....	265
7.2.	RECOMENDACIONES	267

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Puente de piedra	2
Figura 1.2. Puente de acero	3
Figura 1.3. Puente de acero	4
Figura 1.4. Locomotora de acuerdo a la disposición de ruedas	6
Figura 1.5. Partes de un mecanismo de movimiento de la locomotora de vapor ...	7
Figura 1.6. Rutas del Ferrocarril del Ecuador.....	12
Figura 1.7. Longitud del puente.....	13
Figura 1.8. Partes constitutivas de un puente	17
Figura 1.9. Diagrama esfuerzo-deformación del acero ASTM A36	19
Figura 1.10. Representación esquemática de la ductilidad de los materiales	20
Figura 1.11. Pandeo Lateral en una viga	21
Figura 2.1. Puente basculante.....	29
Figura 2.2. Puente giratorio	29
Figura 2.3. Puente de elevación vertical	30
Figura 2.4. Puente transbordador.....	30
Figura 2.5. Puente de desplazamiento horizontal	31
Figura 2.6. Puente de Tablate	32
Figura 2.7. Puente viga sobre el río Pisuerga.	32
Figura 2.8. Puente pórtico	33
Figura 2.9. Puente colgante	34
Figura 2.10. Puente atirantado	34
Figura 3.1. Mapa para el diseño sísmico.....	41
Figura 3.2. Mapa del Ecuador sobre la temperatura máxima y precipitación acumulada	43
Figura 3.3. Medidas del galibo según la norma AREMA	63
Figura 3.4. Partes de un riel	65
Figura 3.5. Riel ARA 90.....	66
Figura 3.6. Configuración de cargas Cooper para puentes.....	68
Figura 4.1. Esquema de puente ferroviario de paso inferior.....	70

Figura 4.2. Carga Cooper E80	72
Figura 4.3. Plano vial tramo Yaguachi.....	74
Figura 4.4. Diagrama de flujo de procedimiento de diseño	77
Figura 4.5. Las dimensiones para los requisitos de longitud de apoyo mínima....	78
Figura 4.6. Ubicación de los durmientes	82
Figura 4.7. Carga muerta uniformemente distribuida	84
Figura 4.8. Carga muerta puntual producto de los durmientes	85
Figura 4.9. Reacciones	85
Figura 4.10. Diagrama de fuerza cortante	85
Figura 4.11. Diagrama de momento flector	85
Figura 4.12. Carga Cooper E80	86
Figura 4.13. Centro de gravedad cargas sobre el larguero	87
Figura 4.14. Cargas cumpliendo la posición crítica	87
Figura 4.15. Carga viva en posición crítica	87
Figura 4.16. Reacciones	88
Figura 4.17. Diagrama de fuerza cortante	88
Figura 4.18. Diagrama de momento flector	88
Figura 4.19. Carga de impacto en posición crítica	89
Figura 4.20. Reacciones	89
Figura 4.21. Diagrama de fuerza cortante	90
Figura 4.22. Diagrama de momento flector	90
Figura 4.23. Esquema de carga longitudinal	91
Figura 4.24. Teoría del cruzamiento cotas características	96
Figura 4.25. Esquema de riel y contrariel.....	97
Figura 4.26. Distancia de riel a riel.....	97
Figura 4.27. Reacciones en el larguero producto de cargas muertas	97
Figura 4.28. Esquema unión largueros a viga de piso	98
Figura 4.29. Carga muerta en la viga de piso.....	98
Figura 4.30. Carga Muerta	99
Figura 4.31. Reacciones	99
Figura 4.32. Diagrama de fuerza cortante	99
Figura 4.33. Diagrama de momento flector	100
Figura 4.34. Reacciones	100

Figura 4.35. Carga viva actuando en el larguero y viga de piso.....	101
Figura 4.36. Posiciones de las cargas en la viga de piso.....	102
Figura 4.37. Reacciones	102
Figura 4.38. Diagrama de fuerza cortante.....	103
Figura 4.39. Diagrama de momento flector	103
Figura 4.40. Carga de impacto	104
Figura 4.41. Reacciones	104
Figura 4.42. Diagrama de fuerza cortante.....	104
Figura 4.43. Diagrama del momento flector	105
Figura 4.44. Esquema viga armada de patín ancho.....	109
Figura 4.45. Sección transversal de la viga armada de patín ancho	111
Figura 4.46. Reacciones por carga muerta en la viga de piso.....	114
Figura 4.47. Carga muerta concentrada sobre la trabe.....	114
Figura 4.48. Cargas muertas concentradas	114
Figura 4.49. Carga muerta uniformemente distribuida	114
Figura 4.50. Reacciones	115
Figura 4.51. Diagrama de fuerza cortante.....	115
Figura 4.52. Diagrama de momento flector	115
Figura 4.53. Carga viva actuando en la totalidad de la trabe	116
Figura 4.54. Reacciones	116
Figura 4.55. Diagrama de fuerza cortante.....	117
Figura 4.56. Diagrama de momento flector	117
Figura 4.57. Determinación del centro de gravedad de las cargas vivas móviles	118
Figura 4.58. Carga viva en posición crítica	119
Figura 4.59. Reacciones, carga puntual.....	120
Figura 4.60. Reacciones, carga distribuida	120
Figura 4.61. Diagrama de fuerza cortante, carga puntual	120
Figura 4.62. Diagrama de fuerza cortante, carga distribuida.....	121
Figura 4.63. Diagrama de momento flector, carga puntual	121
Figura 4.64. Diagrama de momento flector, carga distribuida.....	121
Figura 4.65. Carga viva uniformemente distribuida por vagones	122
Figura 4.66. Reacciones	122

Figura 4.67. Diagrama de fuerza cortante	122
Figura 4.68. Diagrama de momento flector	123
Figura 4.69. Carga de impacto en posición crítica.....	123
Figura 4.70. Reacciones	124
Figura 4.71. Diagrama de fuerza cortante	124
Figura 4.72. Diagrama de momento flector	124
Figura 4.73. Carga de viento transversal sobre el tren.....	125
Figura 4.74. Carga uniformemente distribuida por efectos de viento transversal.	126
Figura 4.75. Reacciones	127
Figura 4.76. Diagrama de fuerza cortante	127
Figura 4.77. Diagrama de momento flector	127
Figura 4.78. Carga de viento transversal sobre la estructura	128
Figura 4.79. Carga uniformemente distribuida por efectos de viento transversal.	129
Figura 4.80. Reacciones	129
Figura 4.81. Diagrama de fuerza cortante	130
Figura 4.82. Diagrama de momento flector	130
Figura 4.83. Esquema de carga de viento longitudinal y sus reacciones	131
Figura 4.84. Carga de viento actuando longitudinalmente sobre la estructura...	132
Figura 4.85. Carga uniformemente distribuida por efectos de viento transversal.	134
Figura 4.86. Reacciones	135
Figura 4.87. Diagrama de fuerza cortante	135
Figura 4.88. Diagrama de momento flector	135
Figura 4.89. Carga de viento actuando longitudinalmente sobre la estructura...	136
Figura 4.90. Nomenclatura dimensiones de la trabe	142
Figura 4.91. Sección transversal de la trabe	144
Figura 4.92. Esquema de longitud k.....	145
Figura 4.93. Esquema atiesadores de apoyo–alma	146
Figura 4.94. Esquema de longitud k.....	149
Figura 4.95. Distribución de atiesadores transversales en relación a las vigas de piso.....	152

Figura 4.96. Esquema atiesador transversal	154
Figura 4.97. Ubicación de atiesadores transversales	155
Figura 4.98. Dimensiones de la cartela	156
Figura 4.99. Esquema cartela	158
Figura 4.100. Ancho efectivo de la columna	159
Figura 4.101. Sección transversal de la columna	160
Figura 4.102. Esquema apoyo fijo articulado	163
Figura 4.103. Dimensiones de la placa	164
Figura 4.104. Carga uniformemente distribuida sobre la placa	164
Figura 4.105. Esquema placa a flexión	165
Figura 4.106. Reacciones.....	165
Figura 4.107. Diagrama de fuerza cortante	165
Figura 4.108. Diagrama de momento flector	166
Figura 4.109. Sección transversal de la placa base superior	166
Figura 4.110. Esquema de placa base superior	167
Figura 4.111. Sección transversal de la barra de soporte	169
Figura 4.112. Dimensiones alma apoyo fijo.....	171
Figura 4.113. Dimensiones rigidizador-alma apoyo	171
Figura 4.114. Arreglo alma-rigidizadores	171
Figura 4.115. Dimensiones placa base inferior	175
Figura 4.116. Esquema placa base inferior con alma y atiesadores	176
Figura 4.117. Angulo de fijación	177
Figura 4.118. Ángulo de fijación trabajando a flexión.....	177
Figura 4.119. Sección transversal del ángulo.....	178
Figura 5.1. Proceso de soldadura por arco metálico protegido	180
Figura 5.2. Proceso de soldadura con protección gaseosa y electrodo continuo	181
Figura 5.3.-Proceso de soldadura por arco sumergido	181
Figura 5.4. Soldadura FCAW	182
Figura 5.5. Preparación de juntas para la soldadura	184
Figura 5.6. Tipo de soldaduras	184
Figura 5.7. Tipos de biseles	185
Figura 5.8. Posiciones de soldadura tipo filete, ranura y para tubos	185
Figura 5.9. Esquema de fuerzas que actúan en el larguero	193

Figura 5.10. Conexión del larguero a la viga de piso	196
Figura 5.11. Conexión de momento directamente soldada	197
Figura 5.12. Diseño de un acceso de soldadura u orificio de ratón.....	199
Figura 5.13. Conexión alma-patín de la viga de piso	200
Figura 5.14. Desplazamiento de los patines en flexión	201
Figura 5.15. Esquema de fuerzas que actúan en la viga de piso	203
Figura 5.16. Conexión entre la viga de piso la trabe principal.....	203
Figura 5.17. Conexión alma-patín de la trabe principal	207
Figura 5.18. Pandeo por cortante del alma de una viga	210
Figura 5.19. Empalme de trabes con placa auxiliar en los patines.....	213
Figura 5.20. Conexión en T con soldadura de filete	223
Figura 5.21. Elementos del equipo de corte por plasma	238
Figura 5.22. Equipos de soldadura oxiacetilénica	238

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Configuración por el número y disposición de las ruedas	6
Tabla 3.1. Puentes con una longitud mayor a 25 m	39
Tabla 3.2. Condiciones atmosféricas por puente	44
Tabla 3.3. Ponderación de los criterios de selección	45
Tabla 3.4. Ponderación por grados de humedad relativa	45
Tabla 3.5. Ponderación por grados de temperatura	45
Tabla 3.6. Ponderación por atmósfera salina	46
Tabla 3.7. Ponderación por escala de precipitación atmosférica	46
Tabla 3.8. Matriz de doble entrada por puente	46
Tabla 3.9. Valoración para cada alternativa	47
Tabla 3.10. Resultados de la condición atmosférica por alternativa	48
Tabla 3.11. Ponderación de los criterios de selección	49
Tabla 3.12. Ponderación de acuerdo al accidente geográfico	50
Tabla 3.13. Ponderación de acuerdo a la zona sísmica	50
Tabla 3.14. Ponderación de acuerdo a la repetitividad del puente	50
Tabla 3.15. Matriz doble entrada en base a criterios de selección y alternativas ..	51
Tabla 3.16. Valoración en base a criterios de selección y alternativas	52
Tabla 3.17. Resultados	53
Tabla 3.18. Resultado final	53
Tabla 3.19. Criterios de selección	55
Tabla 3.20. Tipos de puentes	55
Tabla 3.21. Valoración de criterios	56
Tabla 3.22. Resultados	56
Tabla 3.23. Denominación de aceros estructurales	59
Tabla 3.24. Requisitos de tensión	60
Tabla 3.25.-Requerimientos químicos del acero A 588 grado A	60
Tabla 3.26. Tipos de locomotoras que circulan en Ecuador	61
Tabla 3.27. Especificaciones técnicas de los vagones de locomotoras	62
Tabla 3.28. Especificaciones Técnicas del riel ARA 90	66

Tabla 3.29. Tolerancias de Fabricación de Riel	67
Tabla 3.30. Valores de anchos de vía	69
Tabla 4.1. Unidades de peso para esfuerzo por carga muerta.....	71
Tabla 4.2. Selección del procedimiento de análisis	76
Tabla 4.3. Categoría de Funcionamiento Sísmico (SPC).....	78
Tabla 4.4. Combinaciones de carga AASHTO 2002	80
Tabla 4.5. Combinaciones de carga para diseño	81
Tabla 4.6. Dimensiones asumidas de los durmientes	83
Tabla 4.7. Densidades de la madera guayacán	83
Tabla 4.8. Perfil ARA 90.....	84
Tabla 4.9. Combinaciones de carga.....	92
Tabla 4.10. Combinaciones de carga.....	106
Tabla 4.11. Combinaciones de carga.....	138
Tabla 4.12. Resultados	152
Tabla 4.13. Longitudes efectivas de columnas.....	161
Tabla 4.14. Combinaciones de cargas para el caso de apoyos	162
Tabla 5.1. Requisitos del material de relleno para calificar el WPS	186
Tabla 5.2. Requisitos del material de relleno para calificar el WPS	186
Tabla 5.3. Temperatura mínima de precalentamiento y entre pases	188
Tabla 5.4. Guía de parámetros para soldar.....	189
Tabla 5.5. Guía de parámetros para soldar.....	189
Tabla 5.6. Tamaño mínimo para soldaduras de ranura de penetración parcial .	190
Tabla 5.7. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.....	190
Tabla 5.8. Esfuerzos permisibles en la soldadura.....	191
Tabla 5.9. Detalles de una junta soldadura de CJP con bisel simple	220
Tabla 5.10. Detalles de una junta soldad de CJP de doble ranura.....	221
Tabla 5.11. Detalles de una junta soldad de CJP de ranura en U simple	222
Tabla 5.12. Tipos de Juntas para cada conexión	222
Tabla 5.13. Uniones en T Con soldadura de filete	228
Tabla 5.14. Unión con ranura con bisel simple con superficie de raíz.....	229
Tabla 5.15. Unión con ranura con bisel doble en V(SMAW)	230
Tabla 5.16. Unión con ranura con bisel simple en V(SMAW).....	230
Tabla 5.17. Número de pasadas	231

Tabla 6.1. Precio del acero ASTM A88	251
Tabla 6.2. Peso de la estructura del puente	252
Tabla 6.3. Costo de los materiales consumibles	253
Tabla 6.4. Costo horario de la mano de obradirecta	253
Tabla 6.5. Costo horario de equipos	254
Tabla 6.6. Formato para análisis de precios unitarios	257
Tabla 6.7. Precio unitario del suministro de acero estructural	258
Tabla 6.8. Precio unitario de la fabricación de los elementos estructurales	260
Tabla 6.9. Precio unitario del montaje del puente	262
Tabla 6.10. Costo total del proyecto	264

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. ZONAS SÍSMICAS	271
ANEXO 2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LAS LOCOMOTORAS	272
ANEXO 3. ESPECIFICACIONES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA DESARROLLADOS EN EL PROYECTO (WPS).....	274
ANEXO 4. REGISTRO DE LA CALIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL SOLDADOR (WPQ)	275
ANEXO 5. PLANOS DEL PROYECTO	276

RESUMEN

El proyecto de titulación denominado “Diseño de un puente en estructura metálica para el Ferrocarril Ecuatoriano en la vía Quito-Durán”, tiene como finalidad diseñar un puente que permita el transporte no solo de un tren liviano que contribuya con la actividad turística del país, sino también que permita el desarrollo de las actividades productivas mediante el tránsito de vagones con carga.

Para ello es necesario definir varios factores como son el tipo de puente a diseñar, la posición del tablero, el material adecuado para determinadas condiciones ambientales, el ancho del puente, la carga viva que se aplicará al puente, el tipo de conexión entre los elementos, etc. Para evaluar estos factores se emplea el método de matriz de doble entrada que califica en base a varios criterios, los cuales varían de acuerdo al factor a analizar.

El diseño se desarrolla en base a varias especificaciones internacionales, las cuales son, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA-1999), Specification For Structural Steel Buildings - Allowed Stress Design and Plastic Design (ASD-1989); Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO-2002), en base a las cuales se dimensiona cada uno de los elementos estructurales. Adicionalmente se emplea la norma AWS D1.5 para el diseño soldaduras de puentes, la norma AASHTO Sección 13 División 2 que proporciona el método de pintura, entre otros; que permiten definir todos los parámetros para la construcción del proyecto.

Sin embargo, es necesario realizar un análisis de costos, en base a la materia prima, mano de obra, equipos y maquinaria a utilizar, así como otros gastos administrativos para conocer la viabilidad de construcción del proyecto, resultando un proyecto con una inversión alta pero que va en concordancia con la envergadura del mismo. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas después de haber realizado el presente proyecto.

ABSTRACT

The title of this project is called Bridge Design of Steel Structure for Ecuadorian Railway in Quito-Duran. It aims to design a bridge for transport not only for touristic railway trips but also to allow the development of productive activities by wagon load traffic.

This requires defining various factors including the type of bridge design, the board position, the right material for certain environmental conditions, the width of the bridge, the live load to be applied to the bridge, the type of connection between the elements and others. To evaluate these factors, the method of double entry matrix that qualifies is based on several criteria used which vary according to the factor to be analyzed.

The design is developed based on various international specifications which are American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA-1999), Specification For Structural Steel Buildings - Allowed Stress Design and Plastic Design (ASD-1989); Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO - 2002), based on which each sized structural elements. Additionally, the AWS D1.5 welding standard for design of bridges, AASHTO Section 13 Division 2 which provides the method of painting, among others is used; that allow you to define all the parameters for the project construction.

However, it is necessary to perform a cost analysis based on the raw material, labor, equipment and machinery to be used, and other administrative costs for the feasibility of construction of the project. Resulting in a project with a high investment but ranging in accordance with the size thereof. Finally, conclusions and recommendations obtained after completing this project are presented.

PRESENTACIÓN

El ferrocarril es un medio de transporte que fue desarrollado en la antigüedad para el comercio entre las ciudades, es así que el presente proyecto de titulación en el capítulo 1 se hace referencia a su historia a nivel mundial como nacional, así como al desarrollo de las locomotoras; se mencionan los tramos que existen en la vía Quito-Durán con el número de puentes que se pueden encontrar en cada tramo.

En el capítulo 2 se presenta la parte teórica del proyecto, es decir, lo que corresponde a los tipos de puentes que se han construido en la historia, así como los materiales empleados para su construcción a medida que han transcurrido los años. Adicionalmente se mencionan las normas internacionales en las cuales se basa el diseño del puente y una síntesis de las cargas utilizadas para el diseño.

El capítulo 3 se realiza un análisis de selección de los requerimientos funcionales para el diseño del puente como son: tipo de puente, tipo de material, ancho del puente, lugar en base al cual se diseña el puente, entre otros factores que son necesarios definir para realizar el diseño.

En el capítulo 4, se presenta los parámetros bajo los cuales se diseñan cada uno de los elementos estructurales, con su respectivo análisis de cargas y posterior dimensionamiento en base a la normativa existente.

En el capítulo 5, se presenta un análisis de la ingeniería de detalle que involucra el diseño de las conexiones por soldadura entre los elementos estructurales, así como métodos para su construcción como son el corte, pintado, etc.

En tanto que en el capítulo 6, se presenta un análisis de costos unitarios de acuerdo a fases determinadas para la construcción del proyecto. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones que se obtienen del proyecto.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El ferrocarril ecuatoriano fue el medio de transporte más importante durante el siglo XX, con su construcción se trató de eliminar las rivalidades regionales permitiendo la relación entre las regiones costa y sierra e integrar al mercado nacional la posibilidad de un intercambio de productos dado que su transporte los encarecía. Sin embargo su construcción fue considerada como un reto para los constructores, debido no solo a la geografía del lugar, sino también a la escasa mano de obra.

La geografía del lugar fue el principal obstáculo debido a las irregularidades del terreno, varias ocasiones se tuvo que desviar la vía para evitar los derrumbes provocados por grandes lluvias, a pesar de que eso significó el aumento del gradiente y un terreno más escabroso.

En la región costa la mano de obra era escasa, encontrándose la misma en la sierra, donde los señores feudales estaban al mando de los indígenas, obligándolos a ir a trabajar a la zona baja del país. Muchos de ellos murieron debido a la malaria y fiebres durante la época de lluvias y los restantes se escaparon para volver a las montañas, por lo que la construcción del ferrocarril se detuvo.

La línea férrea que atraviesa por 11 provincias del país se fue deteriorando debido a la poca importancia que se le había dado por los gobiernos, la falta de presupuesto y de mantenimiento se hacía evidente, lo que podría desencadenar al cierre del ferrocarril.

Actualmente el ferrocarril se utiliza únicamente para el turismo en pequeñas tramos de la vía, por lo que en este proyecto se realizará el diseño de un puente en estructura metálica que permita la circulación de trenes de carga.

1.2. HISTORIA DE LOS PUENTES DE FERROCARRIL

Durante los tiempos medievales, existían dos profesiones que se consideraban divinas debido a los logros que conseguían, estas fueron constructor de fuentes de agua y constructor de puentes; de las cuales solo una profesión sobre existió hasta la modernidad, la construcción de puentes. Dicha existencia se debe prácticamente a la utilidad que se les da y a que forman parte del paisaje físico de la sociedad.

Para finales del siglo XVIII e inicios del XIX, el ferrocarril se convirtió en el símbolo de la Revolución Industrial, en Inglaterra; y cuya expansión por el mundo se produjo en muy poco tiempo. Es ahí cuando nace la necesidad de construir puentes para cumplir la función de sostenerlo, tomando en consideración que tenían exigentes geometrías.

Al principio se construían puentes de madera y piedra dados los pequeños alcances para los que se utilizaban, sin embargo conforme pasaban los años, las distancias que unirían los puentes aumentaban, es así que nació la nueva generación de puentes de grandes longitudes y grandes luces de los cuales no existía precedentes de diseño alguno y mucho menos del material que se utilizaría para ello.



Figura 1.1. Puente de piedra¹

Es así que se da inicio a la fabricación del hierro y del acero estructural para el ferrocarril durante el siglo XIX, en Darby, un pequeño poblado artesano inglés, con las características necesarias para soportar las cargas que implicaba la construcción de las vías del ferrocarril.

¹SERNA, José; 2006; Los Puentes del Tren; pág. 19.



Figura 1.2. Puente de acero²

Además la construcción de estos puentes implicó mejorar técnicas de análisis estructural o la aplicación de otras ya disponibles, también se desarrolló una nueva técnica conocida como hormigón armado. Al mismo tiempo se produjo un retroceso en la construcción de puentes de ferrocarriles debido a la inclusión de nuevas invenciones como el coche y con ello las carreteras, los pocos puentes que se construyeron fueron de hormigón armado dada su fácil aplicación y que no requería mano de obra especializada por lo que resultaba barato.

Durante el siglo XX, se desarrollaron numerosas guerras trayendo consigo la destrucción de puentes, un tiempo después ciertos de ellos fueron reconstruidos y se crearon nuevas redes de infraestructura impulsando el desarrollo económico y transformaciones sociales. Sin embargo el hormigón armado tenía características limitadas al no poder ser usado en la construcción de puentes de grandes luces, situación que dio origen al hormigón pretensado con el cual fue posible la construcción de puentes de gran envergadura y dificultad.

1.2.1. LOS PRIMEROS PUENTES DE TREN

En la mitad del siglo XVIII, era común el empleo de vagones para transportar cargas provenientes especialmente de la minería, para ello fue necesaria la construcción del primer puente llamado Causy Arch en 1721; a pesar de ello dichos vagones aún eran arrastrados por caballos hasta 100 años después.

²SERNA, José; 2006; Los Puentes del Tren; pág. 118.

En 1825, aparecieron las primeras locomotoras de vapor mediante las cuales se transportaban cargas entre localidades mineras de Inglaterra. Pero fue hasta 1830 cuando se inauguró el ferrocarril oficialmente, transportando mercancía y viajeros desde Manchester a Liverpool, llevando consigo un amplio desarrollo que condujo a la llamada *época del ferrocarril*.



Figura 1.3. Puente de acero³

Esta época implicó un gran salto de desarrollo dadas las exigencias que tenían las vías de ferrocarril caracterizadas por los difíciles trazados, escabrosas montañas que tenían que atravesar, así como también fue un reto para los ingenieros al no tener precedente sobre su diseño y construcción.

1.3. HISTORIA DE LAS LOCOMOTORAS

La primera locomotora de vapor que se desplazó sobre una vía férrea pública desde Liverpool a Manchester fue La Rocket, dirigida por el ingeniero inglés George Stephenson en 1830. Esta locomotora se caracterizó por tener una caldera tubular y el tiro forzado por inyección de vapor en el escape de la chimenea, invenciones realizadas por Marc Seguín y Trewithick respectivamente.

³SERNA, José; 2006; Los Puentes del Tren; pág. 118.

En 1876, el francés Mallet incorpora la doble expansión al motor de la locomotora; llegando a España hasta el año de 1901 junto con las nuevas locomotoras de tipo 2-3-0 que permitían que los trenes sean rápidos y ligeros. Durante el año 1888, se incorporó un sistema que revolucionó la caldera de vapor saturado que consistía en el recalentamiento de dicho vapor.

A medida que transcurría el tiempo se incrementaba el peso de los trenes y las cargas que transportaban, de manera que las locomotoras debían ser más grandes y voluminosas para generar un aumento en su potencia y además aumentar el número de ruedas motrices para mejorar la adherencia. Sin embargo, al aumentar el peso de las locomotoras llegaban al máximo admitido por la vía, provocando mayor rozamiento con las rieles lo cual significaba una pérdida de rendimiento.

Este problema fue solucionado al mejorar el mecanismo de escape, el grado de recalentamiento y se aumentaron las secciones de paso de los conductos de admisión a los cilindros para minimizar las pérdidas por fricción.

1.3.1. LOCOMOTORAS

La palabra locomotora se deriva del latín “loco” que significa lugar y del latín medieval “motivus” que significa provocar movimiento, es decir, es cualquier vehículo que genera movimiento caracterizado por ser autopropulsado, y sirve como unidad de arrastre para trenes los cuales serán los que transporten pasajeros y carga.

1.3.2. TIPOS DE LOCOMOTORAS

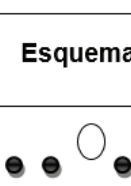



1.3.2.1. Locomotora de vapor

Las locomotoras de vapor basan su funcionamiento en el vapor generado por el calor que se obtiene de la combustión del carbón y fuel, este vapor se transforma en trabajo mediante el movimiento de un embolo en el cilindro. Está compuesta de tres elementos principales: la caldera, el motor y el vehículo.

Las locomotoras a vapor pueden clasificarse de diversas formas:

- De acuerdo al tipo de servicio que prestan pueden ser para el transporte de mercancías o para el transporte de pasajeros.
- De acuerdo al número y disposición de las ruedas, que indica el número de ruedas de arrastre, motrices y de remolque, lo cual se utiliza en función a la notación americana, así por ejemplo, se tiene una locomotora 2-4-0 tendría una carretilla de arrastre de dos ruedas, cuatro ruedas motrices y carecería de carretilla de arrastre.

Tabla 1.1. Configuración por el número y disposición de las ruedas⁴

Eje motor	Esquema	Notación		Nombre Americano
		Americana	Alemana	
1 eje motor		4-2-2	2 A 1	Single Driver
2 ejes acoplados		2-4-2	1B1	Columbia
3 ejes acoplados		2-6-2	1C1	Prairie
4 ejes acoplados		2-8-2	1D1	Mikado

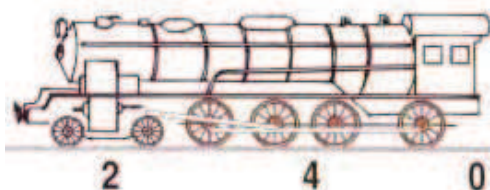


Figura 1.4. Locomotora de acuerdo a la disposición de ruedas

1.3.2.2. Locomotoras diesel-eléctricas

Este tipo de locomotora está compuesta por un motor de combustión interna que utiliza como combustible el diesel, un generador trifásico que se acopla al motor de

⁴ GARCÍA, Carlos; 2010; La locomotora de vapor, capítulo II, pág. 27. Obtenido de: http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4724/fichero/4_Capitulo1.pdf [05-08-2014]

combustión y que generan corriente eléctrica para los motores eléctricos o también llamados motores de tracción, los mismo que comunican el movimiento a las ruedas mediante un mecanismo de engranajes. Se debe considerar que por cada eje hay un motor de tracción, siendo común entre 4 o 6 en una locomotora típica.

Las locomotoras diesel-eléctricas fueron desplazando a las locomotoras de vapor en el siglo XX, a pesar de que países de América del Norte y Europa aun las seguían utilizando. Fue en 1912 cuando se construyó la primera locomotora diesel-eléctrica de gran potencia que aportó desarrollo al mundo.

1.3.2.3. Locomotoras de turbina-eléctricas

Las locomotoras de turbina-eléctrica utilizan un sistema de turbinas de gas o vapor acopladas a los generadores, de forma que transforma la energía producida por el vapor en eléctrica, y esta a su vez es enviada a los motores eléctricos para generar energía mecánica.

El limitante de estas locomotoras es que se consideran poco económicas y no es posible transportar cargas pesadas por lo que solo se utiliza para el transporte de pasajeros.

1.3.3. MECANISMO DE MOVIMIENTO DE UNA LOCOMOTORA

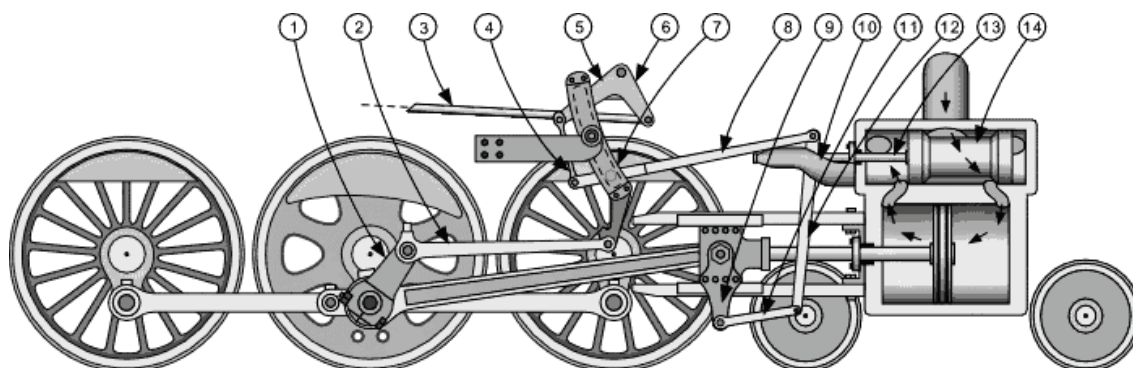


Figura 1.5. Partes de un mecanismo de movimiento de la locomotora de vapor⁵

⁵ ROURA, Alberto, 2006, La máquina de vapor.

Obtenido de: http://www.albertoroura.com/peich.php?maquina_vapor [05-08-2014]

1. Manivela excéntrica
2. Barra excéntrica
3. Barra de alcance
4. Acoplamiento de elevación
5. Brazo de acoplamiento
6. Eje y brazo inversos
7. Enlace
8. Barra radial
9. Brazo de la cruceta
10. Válvula
11. Enlace de unión
12. Elevador
13. Válvula
14. Válvula

1.4. HISTORIA DEL FERROCARRIL ECUATORIANO⁶

El ferrocarril ecuatoriano tiene su origen en el año de 1873, debido a la necesidad de un intercambio comercial entre Guayaquil y Quito, favoreciendo así no solo a la economía nacional sino también al intercambio cultural, tratando de reducir el regionalismo existente.

Su construcción se desarrolló en la presidencia del General Gabriel García Moreno, quien habilita 41 km de vía desde Yaguachi hasta Milagro, en la región costa. Sin embargo dos años más tarde, la obra queda inconclusa debido a su muerte.

Después de años de pocos avances la construcción se aceleró cuando el general Eloy Alfaro llegó a la presidencia, tras la triunfante Revolución Liberal. El 17 de junio de 1897 firma un acuerdo por aproximadamente diecisiete millones y medio de dólares con los norteamericanos Archer Harman y Edward Morely, constituyéndose

⁶ESCOBAR, Paulo; 2011, Diseño de súper estructura de puentes isostáticos metálicos ferroviarios en el Ecuador. Caso vigas tipo I de alma llena; Proyecto de titulación previo a la obtención de título de Ingeniero Civil, ESPE, pág. 45.

la compañía The Guayaquil and Quito Railway Company y retomando los trabajos de construcción del Ferrocarril del Sur.

En 1902 en el cerro conocido como “Cóndor Puñuna o Nido del Cóndor” se construyó La Nariz del Diablo, una gran obra de ingeniería que por su complejidad motivó la denominación del “tren más difícil del mundo”. Una vez estudiados los problemas que traía la gran pared de roca casi vertical que tenía esta montaña, se adaptó el método de zigzag realizando tres niveles para trepar las alturas de la Nariz del Diablo.

La locomotora llega a Huigra en el año de 1901, un año más tarde a Alausí, culminando en Guamote. Para 1905, el ferrocarril llega hasta Riobamba, en la región interandina del Ecuador durante la culminación de la presidencia de Leonidas Plaza. En 1906 llega el tren a la ciudad de Ambato y un año más tarde a Latacunga y Tambillo.

La segunda presidencia de Eloy Alfaro es decisiva en el avance de la construcción del ferrocarril, debido a que por problemas políticos y con el aumento de la deuda externa se retrasa la construcción de la vía férrea entre Quito y Guayaquil de aproximadamente 373 km, y la vía entre Sibambe y Cuenca con 110 km.

El 25 de junio de 1908, Quito se llena de alegría ante la llegada por primera vez del tren a Chimbacalle, con lo cual el arzobispo Federico González Suárez emite un telegrama de reconocimiento por el esfuerzo de Eloy Alfaro. Finalmente se concluye la obra Quito-Guayaquil.

En 1915, se ejecuta la construcción de un tramo de aproximadamente 145 km de Sibambe a Azogues hasta terminar en Cuenca, su avance fue muy lento, sin embargo sirvió para conectar el sur de la región andina y desarrollar el transporte de mercancías. La línea se inauguró finalmente el 6 de marzo de 1965. En 1929, en la presidencia de Isidro Ayora se desarrolla una línea que va desde Quito hacia el norte del país, conocido como Ferrocarril del Norte, inaugurando el tramo Quito-Ibarra en 1957. Para el 26 de agosto de 1957, se inaugura el tramo Ibarra- San

Lorenzo, durante la presidencia de Camilo Ponce Enríquez; es así como el país llegó a la región norte de la costa del pacífico y se acercó al centro comercial más grande del mundo llamado Canal de Panamá.

Sin embargo, el sistema ferroviario duró menos de 10 años, debido al poco presupuesto que los gobiernos designaban para su mantenimiento, descontinuando el funcionamiento de líneas secundarias. Por otra parte las grandes inundaciones que se produjeron destruyeron gran parte de las vías principales por lo que se tuvieron que cerrar.

Actualmente, se ha invertido en la reconstrucción del ferrocarril logrando activar lo que un día fue el logro más importante del Ecuador.

1.4.1. PUENTES POR TRAMOS EN LA VÍA FÉRREA QUITO-DURÁN

La vía férrea Quito-Durán tiene una longitud de 466 km de recorrido, formado por 90 puentes. Estos se dividen por tramos de acuerdo a su localización:

- Durán-Yaguachi
- Yaguachi-Bucay
- Bucay-Sibambe
- Sibambe-Alausí
- Alausí-Riobamba
- Riobamba-Ambato
- Ambato-Latacunga
- Latacunga–Quito

1.4.1.1. Tramo Durán – Yaguachi

Este tramo está formado por un único puente cuya luz es de 80m.

1.4.1.2. Tramo Yaguachi-Bucay

Existen ocho puentes en este tramo, cuyas luces van desde los 4 m construidos con hormigón armado hasta una luz de 47m construido con hormigón armado y consta de 2 estribos y un apoyo intermedio.

1.4.1.3. Tramo Bucay-Sibambe

Es el tramo que posee la mayor cantidad de puentes en todo el recorrido, ya que consta de 35 puentes, cuyas luces sobrepasan los 40 m.

1.4.1.4. Tramo Sibambe - Alausí

El tramo Sibambe - Alausí está conformado por 4 puentes cuyas luces son: 20.83, 16.9, 20.64 y 10.87 metros.

1.4.1.5. Tramo Alausí - Riobamba

El tramo Alausí -Riobamba que tiene una longitud de 88.52 km está formado por 26 puentes, de los cuales 19 son de superestructura metálica, 4 son con superestructura de hormigón armado, 1 puente en forma de arco con mampostería de piedra y 2 puentes con rieles como superestructura. Los puentes tienen luces que van desde 7 hasta 104 m.

1.4.1.6. Tramo Riobamba-Ambato

El tramo Riobamba-Ambato está formado por 6 puentes cuyas luces van desde los 3 metros hasta los 23.5 metros.

1.4.1.7. Tramo Ambato-Latacunga

El tramo Ambato-Latacunga tiene un recorrido de 43.05 km y está formado por 6 puentes, de los cuales 4 puentes tienen una longitud de vanos de 23 a 25 metros, un puente con una longitud menor de 15 metros de luz y un puente con una luz mayor de 100 m de luz desarrollados en tres vanos.

1.4.1.8. Tramo Latacunga-Quito

El tramo Latacunga-Quito está formado por 4 puentes, los cuales presentan luces de 4, 14, 35 y 81 metros.

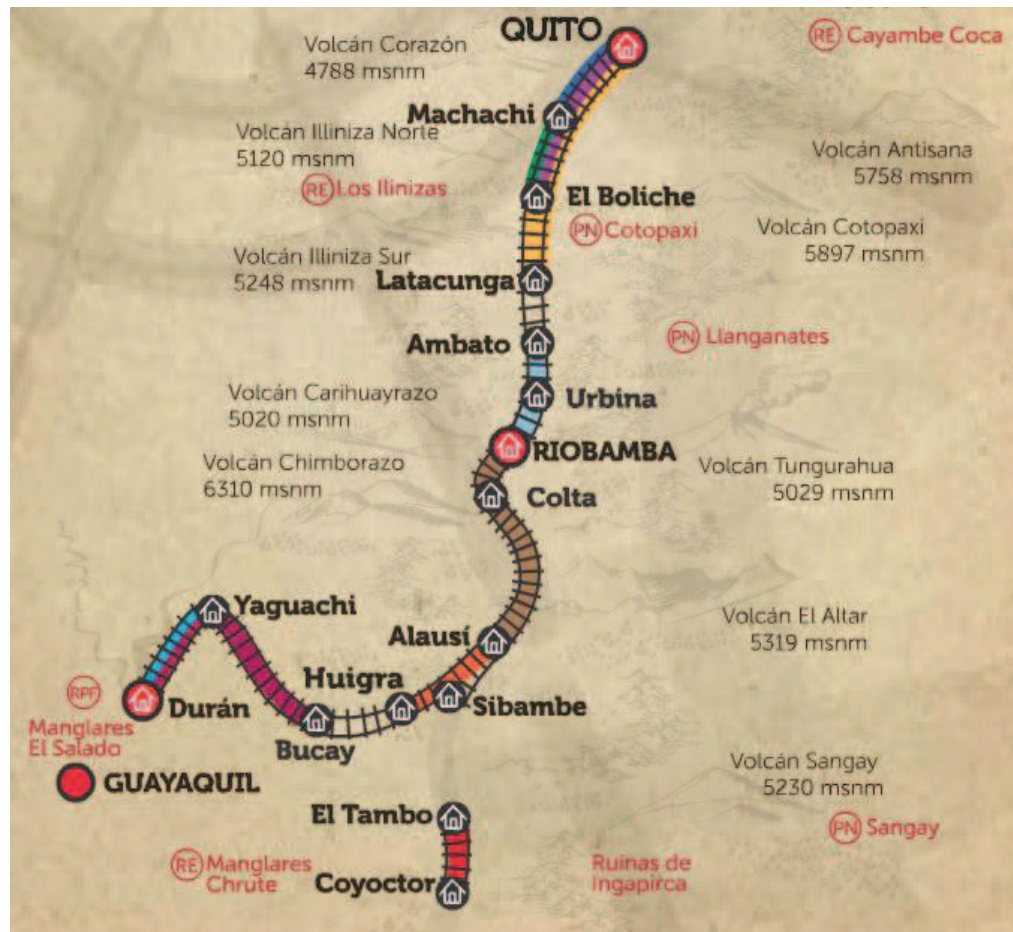


Figura 1.6. Rutas del Ferrocarril del Ecuador⁷

1.5. CONCEPTOS GENERALES DE PUENTES

A continuación se definen algunos términos que se mencionarán posteriormente, estos son:

- Un *punte* es una estructura vial de circulación terrestre, fluvial o marítima, además permiten atravesar un obstáculo y dar paso en una depresión natural o corte superficial de la tierra como ríos, quebradas, canales, entrantes de mar, lagos, etc.

⁷Ferrocarriles del Ecuador EP, obtenido de: <http://www.ferrocarrilesdelecuador.gob.ec/> [19-09-2013]

- En tanto que, un *viaducto* es una obra que cruza a gran altura una brecha sobre terreno seco que se construye por necesidades urbanas o industriales, o sirve también para evitar cruce con vías de comunicación y se compone de gran número de vanos sucesivos.
- Una *pasarela* es una obra elevada que cruza transversalmente sobre la vía, reservada a los peatones.
- Un *pontón* es un puente que tiene dimensiones pequeñas, es decir, entre 3 a 10 metros.
- Un *vano* es un espacio en el puente o estructura, que está comprendida desde un apoyo a otro consecutivo, cuya distancia entre los dos puntos de apoyo se conoce como luz del vano.
- *Luz de un puente* es la distancia entre los apoyos, es decir, entre los estribos del puente.
- *Longitud de un puente* es la longitud total, que abarca la luz del puente incluido tramos adicionales que unen con el terreno y son parte de la estructura de acceso.



Figura 1.7. Longitud del puente

1.6. PARTES FUNDAMENTALES DE LOS PUENTES

Los puentes en general están constituidos por dos partes que son: la superestructura y la infraestructura.

1.6.1. SUPERESTRUCTURA

Es la parte del puente donde actúan las cargas móviles, es decir, cargas que pueden variar en magnitud y lugar. Está formada por los elementos que están por encima de los apoyos y estos son: principales y secundarios.

1.6.1.1. Elementos principales

Los elementos principales son los que distribuyen longitudinalmente las cargas a los apoyos a través de la calzada. Están constituidos por:

- Tablero
- Vigas longitudinales y transversales

1.6.1.1.1. Tablero

El tablero es aquel que soporta directamente las cargas dinámicas, que por medio de elementos estructurales transmite sus tensiones a estribos, pilas y posteriormente a los cimientos, llegando a disiparse en la tierra o rocas. Sobre este se asienta la capa de rodadura por la cual circulan las personas, camiones, autos, etc., además está complementado por los bordillos y aceras que limitan a los autos y permiten el paso peatonal.

1.6.1.1.2. Vigas longitudinales y transversales

Las vigas tienen la finalidad de transmitir cargas principalmente de flexión, además permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas.

Así se distinguen:

- Vigas simples: son las apoyadas únicamente en sus extremos, pudiendo ser: viga biapoyada, viga biempotrada, viga apoyada y empotrada y viga en voladizo.
- Vigas continuas: formada por “n” vanos iguales o desiguales.

1.6.1.2. Elementos secundarios

Los elementos secundarios son aquellos que complementan el buen funcionamiento y seguridad del puente, evitan las deformaciones transversales y contribuyen en la distribución de las cargas a los miembros principales. Estos son:

- Arriostramientos
- Calzadas
- Aparatos de apoyo
- Aceras
- Juntas
- Barandas

1.6.1.2.1. Arriostramientos

Los arriostramientos son elementos que permiten mantener la geometría de la estructura, estabilidad y rigidez para minimizar deformaciones. Estos elementos trabajan a carga axial de tensión o compresión.

En los puentes de estructura metálica, según la ubicación, los arriostramientos pueden clasificarse en:

- Arriostramiento del portal
- Arriostramiento transversal
- Arriostramiento lateral superior

1.6.1.2.2. Calzadas

Las calzadas de los puentes se construyen con lámina de acero lagrimada, tabloncillos de madera, concreto asfáltico sobre tabloncillos de madera o estructura de acero.

1.6.1.2.3. Aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo son elementos que permiten transmitir cargas desde la superestructura hacia la infraestructura, es decir, desde el tablero hacia las pilas o estribos mediante un material elástico; el más común es el neopreno que está constituido por un caucho sintético con capas de acero intercalado.

1.6.1.2.4. Aceras

Son elementos que permiten exclusivamente el paso de peatones y se debe considerar en el ancho del puente al momento de diseñar, son llamados también veredas.

1.6.1.2.5. Juntas

Las juntas permiten salvaguardar la unión del puente con la carretera de manera independiente y resistente a la circulación de los vehículos de forma que si existieran cambios de temperatura, tránsito, etc., esté garantizado su funcionamiento.

1.6.1.2.6. Barandas

Son elementos ubicados lateralmente en el puente, que brindan seguridad al peatón y a los vehículos que circulan.

1.6.2. SUBESTRUCTURA O INFRAESTRUCTURA

La infraestructura está formada por elementos que sirven para sostener la estructura y transmitir a la cimentación las cargas aplicadas al puente. Está formada por:

- Estribos
- Pilas

1.6.2.1. Pilas

Son los soportes intermedios de un puente que se usan para soportar las cargas aplicadas a la superestructura y transmitir las al terreno. Varían en forma geométrica y material de elaboración, por el tipo de superestructura.

1.6.2.2. Estribos

Los estribos son apoyos que van situados a los extremos del puente y sobre los cuales se asienta la superestructura, su función es transmitir cargas a la cimentación y actuar como muro de retención para sostener el relleno de los accesos al puente.

1.6.2.3. Zapata

Elemento estructural que transmite las cargas de un elemento estructural al terreno.

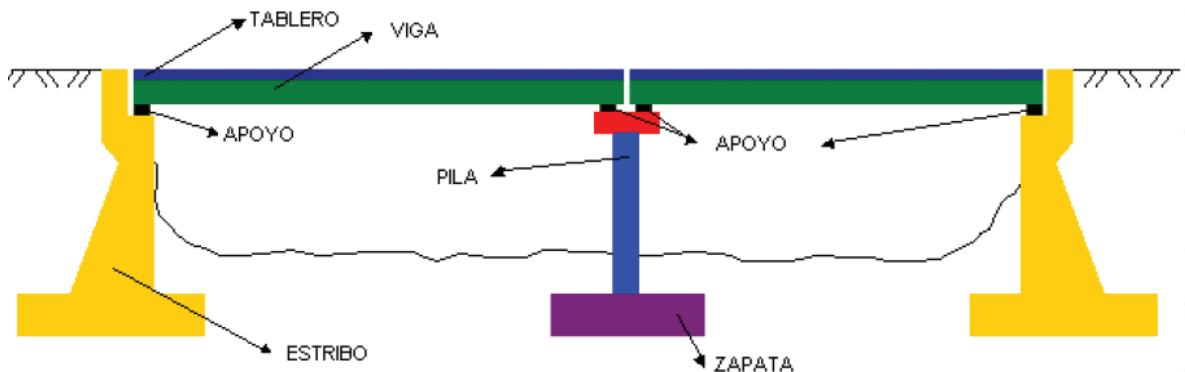


Figura 1.8. Partes constitutivas de un puente⁸

1.7. ACEROS ESTRUCTURALES

El acero es una aleación de hierro y carbono, donde este último se encuentra con una concentración menor al 1.67%, se lo considera como el material estructural más versátil debido a la gran resistencia y ductilidad que presenta. Es susceptible de adquirir propiedades muy variadas mediante tratamiento mecánico y térmico.

⁸ VILLARINO, Alberto; 2012; Breve Resumen de la Ingeniería Civil, capítulo 7, pág. 191

En tanto que, una estructura es aquella formada por un conjunto de elementos resistentes interrelacionados que se encuentran bajo la acción de cargas y esfuerzos.

Así se forma el acero estructural, el material más utilizado en construcciones de estructuras como puentes, casas, armazones, edificios, etc., es relativamente barato de fabricar y presenta una buena ductilidad y resistencia; como resultado de ello se tienen estructuras compuestas por elementos de secciones relativamente esbeltas.

1.7.1. VENTAJAS DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

1.7.1.1. Alta resistencia

El acero posee una alta resistencia mecánica por unidad de peso, lo que implica una gran ventaja en puentes de grandes luces, edificios, pórticos, debido al bajo peso que poseen las estructuras. Además presentan secciones esbeltas en comparación con otros materiales.

1.7.1.2. Elasticidad

Se denomina elasticidad a la propiedad que tienen los materiales para recuperar su tamaño y forma después de haberse deformado, es decir, si a un material se le aplica a una carga este sufrirá una deformación y al eliminarla este volverá a su forma y tamaño original. En el diagrama esfuerzo-deformación se puede observar el rango elástico y el rango plástico de los aceros en general.

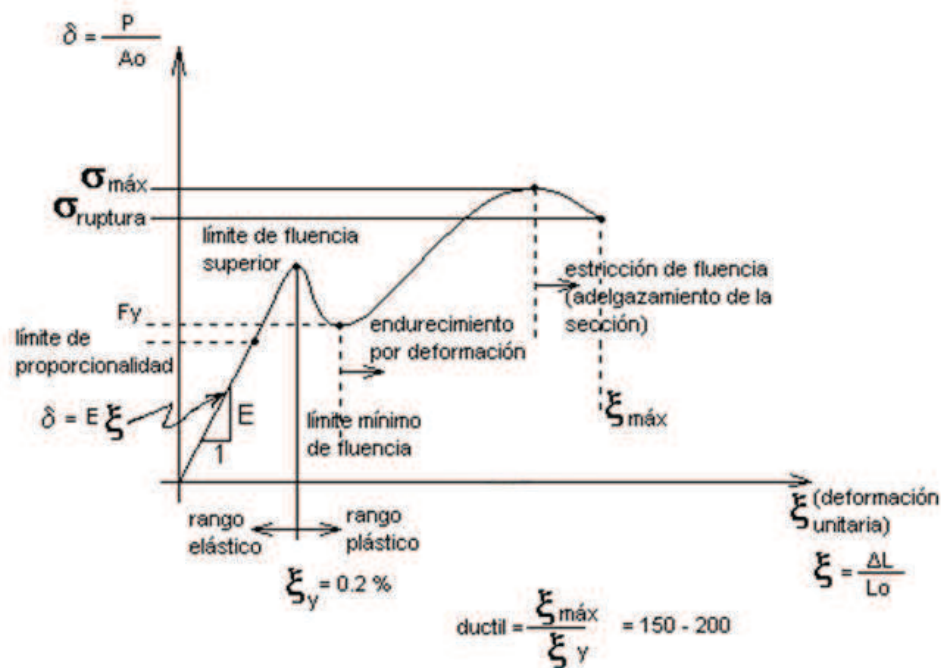


Figura 1.9. Diagrama esfuerzo-deformación del acero ASTM A36⁹

1.7.1.3. Durabilidad

La durabilidad de las estructuras de acero depende en gran medida de su mantenimiento, así como del material de las estructuras y el tratamiento que se le preste, en ocasiones se puede omitir el mantenimiento de pintura.

1.7.1.4. Ductilidad

La ductilidad es la propiedad que permite determinar el grado de deformación plástica que puede ser soportada por un material hasta la fractura, de esta manera se dice que un material que no tiene esta propiedad será duro y frágil, es decir, se romperá al someterlo a un golpe repentino y se lo denomina material frágil.

Así, un acero de bajo contenido de carbono sometido a una prueba de tensión experimenta una reducción considerable de la sección transversal y un alargamiento en el punto de falla antes de que se fracture, es decir, que si se sobrecargara, la gran deflexión producida evidenciará una falla que pudiese ser corregida.

⁹PINO Alejandro, 2011, Diagrama Esfuerzo-Deformación, pág. 2.

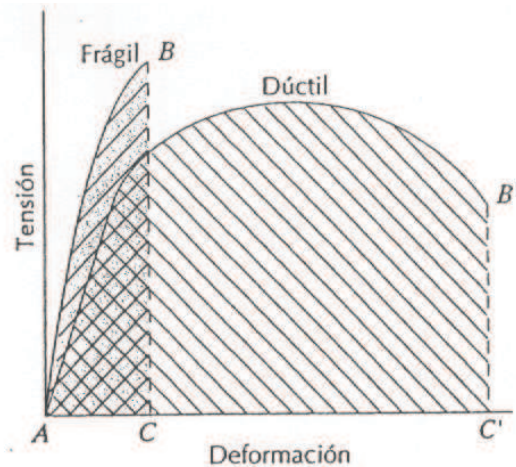


Figura 1.10. Representación esquemática de la ductilidad de los materiales¹⁰

1.7.1.5. Tenacidad

La tenacidad es la capacidad de un material para absorber energía antes de fracturarse. Esta es una característica muy importante en los aceros estructurales porque implica que sean resistentes y dúctiles, lo que significa que pueden someterse a grandes deformaciones y además es posible doblarlos, martillarlos, cortarlos, etc. sin que sufran algún daño o fractura.

1.7.1.6. Propiedades diversas

Otras ventajas de los aceros estructurales son:

- ✓ Facilidad de montaje y transporte debido a su reducido peso
- ✓ Rapidez de ejecución pues los elementos se pueden prefabricar en un taller, y unir posteriormente en el sitio de construcción. Además la unión de los diversos elementos resulta rápido y fácil al utilizar diversos métodos de conexión como soldadura, tornillos y remaches.
- ✓ Gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas.
- ✓ Una vez desmontada la estructura es posible reutilizarla, e incluso puede venderse como chatarra si su forma ya no es la adecuada.

¹⁰MESA, José Luis; 2013; Propiedades mecánicas de los metales; Tema 6; pág. 14.

1.7.2. DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

1.7.2.1. Costo de mantenimiento

El acero es un material que requiere un constante mantenimiento dado que al estar expuesto al aire y agua es susceptible a corrosión, por ello debe ser pintado, galvanizado o darle un tratamiento especial para evitar que se lleguen a modificar sus propiedades.

1.7.2.2. Costos de la protección contra el fuego

El fuego constituye un parámetro importante en el comportamiento de las estructuras de acero dado que al aumentar la temperatura se reducen el módulo de elasticidad, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de tensión, es decir, el acero es un buen conductor de calor, por lo cual debe protegerse.

1.7.2.3. Susceptibilidad al pandeo

El pandeo es un fenómeno o comportamiento de inestabilidad típico de los elementos estructurales esbeltos que se encuentran sometidos a esfuerzos de compresión, mientras más largos y esbeltos sean mayor es la probabilidad de producirse pandeo. Así, el acero tiene elevada resistencia por unidad de peso, sin embargo al usarse como columna requiere rigidizarse o aumentar su sección para evitar el pandeo.

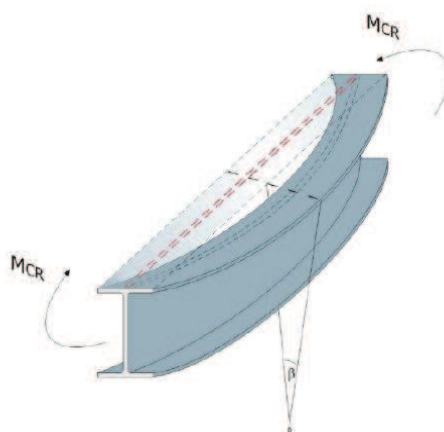


Figura 1.11. Pandeo Lateral en una viga¹¹

¹¹ARGÜELLES, R; Análisis de estructuras: Teoría, problemas y programas, 1996. Obtenido de: http://www.uclm.es/area/ing_rural/Acero/Textos/EA_PandeoLateral.pdf [25-09-2013]

1.7.2.4. Fatiga

La fatiga es una falla que se produce por la aplicación de cargas cíclicas a una sección de un material, es decir, se aplica patrones de carga y descarga que generan la propagación de fisuras y posteriormente la fractura.

1.7.2.5. Fractura frágil

Una fractura es la separación de un material sólido en dos o más partes, la cual se debe no solo a tensiones sino también a defectos en el material como inclusiones, tratamientos térmicos aplicados al material, entre otros. En tanto que, una fractura frágil es aquella que se produce sin deformación plástica apreciable o por la propagación rápida de una grieta.

Así, el acero pierde su ductilidad y falla en la zona donde se concentran esfuerzos debido al endurecimiento causado por la fatiga.

1.7.3. ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS¹²

Los aceros estructurales normalmente son referidos por su designación ASTM o también nombrados por sus propiedades principales.

Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denominará acero aleado.

La composición química del acero es de suma importancia en sus efectos sobre propiedades tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc.

¹²McCorman Jack; 2002; Structural Steel Desing: LRFD Method; Segunda Edición; Editorial Alfaomega; México; Capitulo 1.7; páginas 17-22.

Los aceros estructurales se agrupan de varias maneras según la clasificación ASTM:

- Acero de propósitos generales
- Aceros estructurales de carbono
- Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación
- Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica
- Placa de acero templada y revenida

1.7.3.1. Aceros estructurales de carbono

Los aceros estructurales de carbono tienen como elementos principales al carbono en una cantidad máxima de 1.7%, manganeso en un 1.65% y al cobre con 0.6%, de acuerdo a la cantidad de carbono presente en el acero se clasifican de la siguiente manera:

- Acero de bajo contenido de carbono <0.15%
- Acero dulce al carbono 0.15 a 0.29%
- Acero medio al carbono 0.30 a 0.59 %
- Acero con alto contenido de carbono 0.60 a 1.70%

1.7.3.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación

Estos aceros contienen carbono y manganeso y además otros aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros, que le dan mayor resistencia y mejoran otras propiedades como la resistencia a la corrosión atmosférica. Además se denominan de baja aleación debido que en su totalidad los aleantes no exceden el 5% de la composición total.

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

El cobre es un aleante importante en estos aceros debido a que proporcionan mayor resistencia a la corrosión, de manera que al exponerlos a la atmósfera se oxidan u forman una película adhesiva llamada pátina que impide que el material se continúe oxidando, de manera que no sea necesario pintarlos.

Su aplicación es adecuada en lugares de difícil acceso como por ejemplo: puentes, torres de transmisión, etc., sin embargo no deben estar expuestas a brisas marinas, humos corrosivos o estar en contacto con agua dulce o salada.

1.7.3.4. Aceros templados y revenidos

Estos aceros tienen aleantes en exceso, en comparación con las cantidades usadas en los aceros al carbono, y son tratados térmicamente (templados y revenidos) para darles dureza y resistencia con fluencias comprendidas entre 70 ksi y 110 ksi. El revenido consiste en un enfriamiento rápido del acero con agua o aceite, cambiando la temperatura de por lo menos 1650 °F a 300 o 400 °F. En el templado el acero se recalienta por lo menos 1150°F y luego se deja enfriar.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. TIPOLOGÍA DE PUENTES

En el mundo se han construido puentes de diferente tipo los cuales se adaptan a cada una de las necesidades propias del lugar y las condiciones de trabajo requeridas, así se los clasifica según:

2.1.1. EL MATERIAL CONSTITUTIVO

2.1.1.1. Puentes de madera

La madera es el material que el hombre utilizó para hacer sus primeras construcciones de pasos que permitan el cruce de ríos, siendo los troncos los que se prestan para dicha aplicación pues los colocaban en forma de vigas simples apoyadas en sus extremos.

Este tipo de puentes es el que más se ha construido a lo largo de la historia en comparación con otros, debido a que son más fáciles y rápidos de construir tomando en consideración el suministro y preparación de sus elementos, además resultan muy económicos. Sin embargo, su desventaja es su baja durabilidad y alto riesgo de incendio, razón por la cual se los consideraba provisionales.

Su importancia se fue dando cuando fue usado como cimbras de arcos de piedra, llegando a su éxito cuando los hermanos Grubenmann, carpinteros suizos del siglo XVIII, construyeron puentes que mezclaban arco con celosía.

2.1.1.2. Puentes de hormigón

2.1.1.2.1. Armado

El hormigón armado es una combinación entre el hormigón y el acero, de lo cual se conoce que el hormigón es bueno para resistir compresiones, en tanto que el acero en barras resiste tracciones.

Estas barras de acero eran lisas, de manera que su adherencia al hormigón era mala haciendo que esta combinación falle, pero gracias a estudios realizados se conoció que las barras corrugas aumentaban significativamente su adherencia al hormigón, por lo cual se fabrican de esa manera.

2.1.1.2.2. Pretensado

El hormigón pretensado presenta una armadura activa, a diferencia del hormigón armado que presenta una armadura pasiva, es decir, el hormigón pretensado se tensa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura por ejemplo: peso propio, carga muerta, y cargas de tráfico; comprimiendo al hormigón, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido.

2.1.1.3. Puentes metálicos

2.1.1.3.1. De fundición

A finales del siglo XVIII, debido a la revolución técnica e innovación de maquinaria se pudo desarrollar nuevas técnicas estructurales y procesos constructivos sobre puentes. Es así que en 1770 aparece el primer puente en la ciudad de Coalbrookdale, llamado Iron Bridge, sobre el río Severn, en Inglaterra. Este puente que estaba formado por cinco arcos paralelos de 30.5 m de luz, fue dirigido por John Wolkinson y las piezas fundidas por el maestro forjador Abraham Darby III.

Pronto aparecieron otros puentes similares, como por ejemplo en 1796 al noreste de Inglaterra fue construido un puente de 72 m por R. Burdón. Para entonces, Francia emitió un decreto en el que obligaba a construir tres puentes con este material, debido a que debía implementar en su sistema una técnica de prestigio. Pero fue la baja resistencia a la tracción, su fragilidad y mala resistencia a vibraciones, lo que provoco que no continuaran realizándose trabajos con este material; es así que los últimos puentes fueron construidos hasta 1830.

2.1.1.3.2. De hierro forjado

En el siglo XIX, se produjo el desarrollo del ferrocarril, que trajo consigo una mejora en la siderurgia y en los procesos de construcción de puentes, esa así que se inicia el empleo del hierro.

El empleo del hierro se debió a su mayor resistencia a la tracción, aunque esto implicaba un costo más elevado que la fundición debido al proceso que tenía antes de ser utilizado, es decir, que primero lo templaban (tratamiento a base de golpes) y después lo laminaban en caliente. Después de este proceso el hierro se volvía más dúctil, era más resistente a la compresión y a la tracción, y soportaba de igual manera sollicitaciones de flexión.

Con este material se podía construir varios tipos de puentes como son: puentes suspendidos, puentes de vigas y puentes de arco, aunque en este último su costo se elevaba demasiado.

2.1.1.3.3. De acero

Para finales del siglo XIX, fue cuando se empezó realmente a utilizar el acero para la construcción de puentes, pues a partir de la revolución industrial ya se habían desarrollado técnicas para mejorar las propiedades de las aleaciones metálicas, como por ejemplo reducir el contenido de carbono que permitía que las aleaciones fueran dúctiles y no frágiles, además aumentaba la resistencia.

Así fue que el acero sustituyó a la fundición y al hierro a pesar de que era un material caro, pero el inglés Henry Bessemer en 1856 patentó un proceso para obtener acero de forma barata e industrial, consistía en un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono.

El primer gran puente de acero fue construido en Saint Louis, sobre el río Mississippi en Estados Unidos, diseñado por J. Buchanan entre 1868 y 1874, con tres arcos de aproximadamente 153 m, 159 m y 153 m de luz.

2.1.1.4. Puentes mixtos

Los puentes mixtos son aquellos en los que se presentan el acero y el hormigón pero de forma separada, es decir, trabajan conjuntamente conectados entre sí.

Uno de los problemas que se produjo con este tipo de puentes fue la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras, pues si bien los puentes eran de estructura, la plataforma era desde madera hasta hormigón armado. Una de sus ventajas es su ligero peso, lo que hace que puedan prefabricarse y ser instaladas después.

Así también, la conexión entre el hormigón y el acero en este tipo de puentes fue otro inconveniente que se produjo, para ello se utilizó conectores metálicos cuyo extremo va soldado al acero y el otro extremo va empotrado en el hormigón.

2.1.2. EL TIPO DE TABLERO

2.1.2.1. Fijos

Los puentes fijos son aquellos en los que el tablero no se mueve.

2.1.2.2. Móviles

Los puentes móviles son aquellos en los que el tablero o parte de él se mueven para permitir el paso de vehículos por arriba del puente y de buques que van por los ríos. Existen varios tipos de puentes móviles y son los siguientes:

2.1.2.2.1. Basculantes

Es un puente que se construye en zonas navegables de manera que permita tanto el paso de embarcaciones como el paso de vehículos sobre el puente, el tablero se divide en dos secciones que se elevan hasta llegar a una forma perpendicular mediante contrapesos situados en la parte inferior de los extremos de cada sección del tablero.

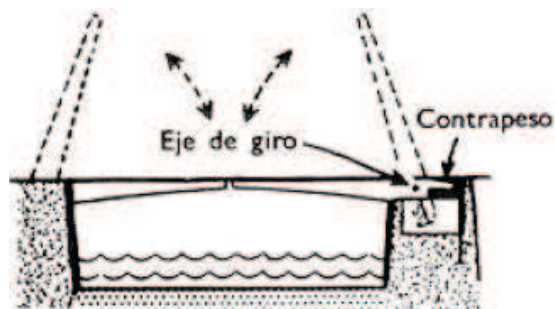


Figura 2.1. Puente basculante

2.1.2.2.2. Giratorios

Este puente está formado por un tablero situado sobre una pila ubicada en el centro del tablero, de forma que se produzcan dos vanos simétricos. Así el giro se produce alrededor de la pila.



Figura 2.2. Puente giratorio

2.1.2.2.3. De desplazamiento vertical

El puente de desplazamiento vertical está formado por un tablero que está apoyado en sus extremos y se puede mover de forma vertical, mediante maquinaria de elevación. Se utiliza para grandes luces porque resulta económico.

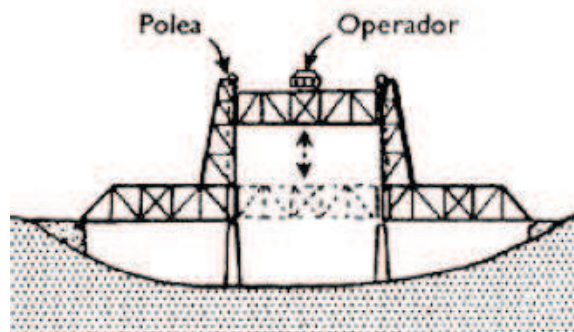


Figura 2.3. Puente de elevación vertical

2.1.2.2.4. Puente transbordador

El puente transbordador se utiliza para grandes luces y consiste en una plataforma que cuelga sobre una viga fija colocada a una altura adecuada para embarcaciones, de forma que la plataforma conteniendo vehículos se traslade de un extremo a otro de la viga.

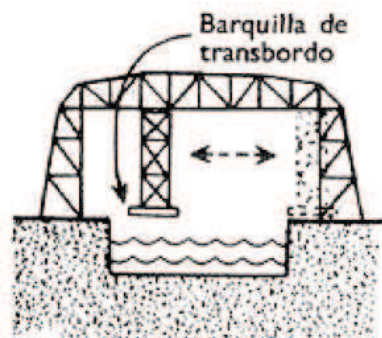


Figura 2.4. Puente transbordador

2.1.2.2.5. Deslizante: retractable o de desplazamiento horizontal

El puente deslizante tiene un tablero que se mueve en sentido horizontal, como su nombre lo indica, de manera que puede dar paso a las embarcaciones cuando se encuentre contraído el tablero.

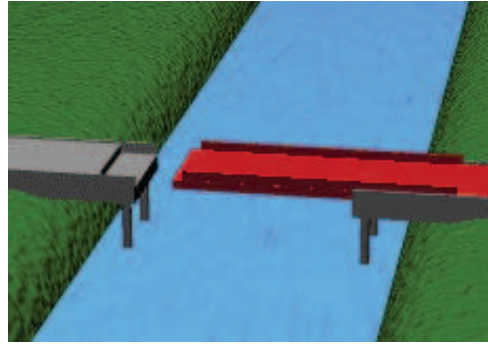


Figura 2.5. Puente de desplazamiento horizontal

2.1.2.2.6. Flotantes

Consiste en un tablero ubicado sobre elementos flotantes, tales como barcos, pontones cerrados, de forma que se mantenga más o menos fija una ruta.

2.1.3. FUNCIONAMIENTO MECÁNICO

- Puente Arco
- Puente Viga
- Puente Pórtico
- Puentes Colgantes
- Puentes Atirantados

2.1.3.1. Puente Arco

Son aquellos que están constituidos por un arco, tienen la ventaja que los elementos que lo constituyen trabajan únicamente a esfuerzos de compresión (los esfuerzos de tensión o flexión son muy reducidos o no existen), logrando así que materiales que no sean aptos para tracciones puedan ser utilizados en este tipo de puentes. Los puentes arco pueden tener un tablero superior, intermedio o inferior.



Figura 2.6. Puente de Tablate

2.1.3.2. Puente Celosía

La característica principal de la celosía consiste en mantener figuras triangulares, pudiéndose variar únicamente la longitud de sus lados. Mediante este polígono únicamente está sujeto a esfuerzos de tracción y compresión, liberándose de los esfuerzos flectores o cortantes.

2.1.3.3. Puente Viga

Es uno de los puentes más elementales, se coloca una viga y esta es soportada por dos o más apoyos. Este tipo de puente está sometido a esfuerzos de tensión en su parte inferior, esfuerzos de compresión en su parte superior y resisten momentos de flexión.



Figura 2.7. Puente viga sobre el río Pisuerga.

2.1.3.4. Puentes Pórtico

En general este tipo de puente es una combinación entre del puente arco y el puente viga, es decir específicamente no tiene un tipo de estructura propio.



Figura 2.8. Puente pórtico

2.1.3.5. Puentes Colgantes

Un puente colgante es un puente en el cual numerosos cables forman un arco que está suspendido de dos torres a sus extremos, del cual se derivan tirantes verticales llamados tensores y de ellos se suspende el tablero.

En este tipo de puente actúan dos tipos de fuerzas, fuerzas de tracción en los tensores y fuerzas de compresión en los pilares, donde estas últimas deben actuar de forma vertical y direccionada hacia abajo.

Los cables cumplen un papel importante en este tipo de puentes debido a que presentan gran resistencia a la tracción, además son flexibles por lo que se pueden deformar y lograr atenuar las flexiones; así también que pueden llegar a tener grandes diámetros.

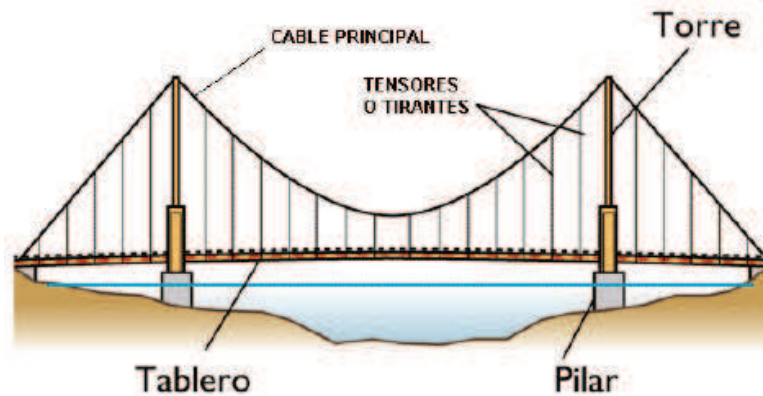


Figura 2.9. Puente colgante

2.1.3.6. Puentes Atirantados

Los puentes atirantados son aquellos formados por tirantes, es decir, cables rectos que aseguran el tablero proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos, además forman parte de este tipo de puente las torres que actúan como anclajes de los tirantes y proporcionan fuerzas verticales. En tanto que, el tablero también se considera importante debido que proporciona fuerzas horizontales de manera que equilibra la estructura.



Figura 2.10. Puente atirantado

2.2. ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR Y NORMAS

En ausencia de otras instrucciones, los siguientes requisitos gobiernan el diseño, según corresponda:

- AREMA: Manual for Railway Engineering, de la American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 1999.
- ASSHTO: *Standard Specifications for Highway Bridges*, de la American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002.
- AREA: *Specifications for Steel Railway Bridges*, de la American Railway Engineering Association.
- ANSI: American National Standards Institute.
- ASTM: Sociedad Americana de Pruebas y Materiales.
- AISC ASD Manual: *Especificación para construcciones de acero estructural*
- AWS D1.1 AMERICAN WELDING SOCIETY, Structural Welding Code Steel.
- AASHTO/AWS D1.5, Bridge Welding Code, 2002.

Específicamente para el diseño de un puente para ferrocarril se basará su estudio en la norma AREMA, de donde se obtendrá valores predeterminados para considerar en el estudio de cargas.

2.3. ANÁLISIS DE CARGAS PARA EL DISEÑO

Las cargas son fuerzas que actúan en una estructura y las cuales hay que considerar en el diseño dado que son las que soportará la estructura, esto es importante pues determinará el comportamiento y la vida útil de la misma.

Para ello es necesario conocer los tipos de cargas que existen:

- Cargas Dinámicas o Vivas
- Cargas Estáticas o Muertas

2.3.1. CARGAS MUERTAS O ESTÁTICAS

Las cargas muertas o estáticas son aquellas que permanecen fijas con el transcurso del tiempo en un mismo lugar, estas son el peso propio de la estructura y otras cargas que permanecen unidas a ella como por ejemplo: materiales de servicios como desagües de agua lluvia, servicios eléctricos, etc.

Para realizar el análisis de cargas, se toma una carga muerta estimada de todos los componente que componen la estructura; sin embargo al finalizar el diseño se debe verificar que los pesos determinados sean aproximados a los pesos estimados, caso contrario debe volver a realizarse el análisis de cargas con una estimación más precisa de la carga muerta.

2.3.2. CARGAS VIVAS O DINÁMICAS

Las cargas vivas o dinámicas son aquellas que varían en magnitud y lugar a medida que transcurre el tiempo, es así que se dice que las cargas que no son muertas, se consideran vivas.

Las cargas dinámicas constituyen el paso de autos, camiones, trenes sobre un puente, así como el desplazamiento de personas, muebles dentro de un edificio. Dentro de estas cargas se encuentran las cargas de viento, de sismo, de lluvia, de nieve, entre otras.

2.3.2.1. Cargas de tránsito en puentes

Las cargas de un puente depende del tipo de tránsito que va a circular en él, es decir, las cargas causadas por peatones, autos, camiones, o trenes; estas cargas son concentradas de magnitud variable.

2.3.2.2. Cargas de impacto

Las cargas de impacto son aquellas provocadas por las vibraciones, detenciones repentinas o por caídas de las cargas vivas sobre el piso o la calzada en caso de un puente. Las cargas de impacto resultan de los efectos dinámicos de una carga cuando ésta se aplica a una estructura, es decir, es igual a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente causadas y la magnitud de las cargas consideradas como muertas.¹³

2.3.2.3. Cargas de viento

Las cargas de viento son cargas que actúan lateralmente y depende de varios factores como: la zona geográfica, la altura sobre el nivel del suelo, el tipo de terreno y edificios que lo rodean, así como de su velocidad, la densidad del aire, entre otros. Se considera una carga importante a medida que aumenta la altura de la estructura.

2.3.2.4. Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas al igual que las de viento, son cargas laterales que son inducidas a las estructuras en relación a su masa y a la altura a partir del suelo, así como de la capacidad de la estructura para disipar energía o de las aceleraciones del terreno.

¹³McCorman, Jack; 2006; Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial; Tercera Edición; pág. 24.

CAPÍTULO 3

REQUERIMIENTOS FUNCIONALES

3.1. INTRODUCCIÓN

Una vez detallados los fundamentos teóricos en capítulos anteriores que aclaran la perspectiva del proyecto que está en desarrollo, es necesario definir los requerimientos funcionales para el diseño del puente de ferrocarril, es decir, las restricciones o especificaciones que se deberán considerar cuando se diseñe. Algunas de las especificaciones que se analizarán son las siguientes:

- Luz y ancho del puente
- Tipo de puente que se va a diseñar
- Material que se utilizará en el diseño
- Entre otros.

Para ello es necesario implementar un método cuantitativo que permita seleccionar la mejor opción dentro de varias que se presentarán, este método se denomina matriz de doble entrada, cuyas ponderaciones dependerán del parámetro que se esté calificando así como de los criterios de selección que se utilizarán para calificar dicho requerimiento o parámetro.

3.2. REQUERIMIENTOS FUNCIONALES

3.2.1. SELECCIÓN DEL PUENTE TIPO A DISEÑAR

Para empezar a realizar el diseño y la simulación del puente tipo se escoge de los 90 puentes que tiene la línea férrea Duran-Quito aquellos que superan los 25 m de longitud (luz), ya que a partir de esta longitud es recomendable la construcción en estructura de acero, dado el ahorro en costos de montaje y transporte que la construcción en hormigón.

Así también el menor peso que involucra el uso de estructura metálica en relación al hormigón para la construcción de un solo vano.

Tabla 3.1. Puentes con una longitud mayor a 25 m

N°	Tramo	N° de Puente según EFE	Longitud [m]
1	Duran - Yaguachi	1	80
2	Yaguachi - Bucay	5	47
3	Bucay - Sibambe	10	32.9
4		12	44
5		16	31.4
6		20	47.4
7		21	45.9
8		23	35
9		27	34.1
10		28	37.5
11		29	39.74
12		31	41
13		33	26
14		37	38.1
15		39	29.45
16		41	40.26
17	Alausí - Riobamba	49	103.8
18		51	47.26
19		54	33.8
20		70	29.9
21		71	87.25
22	Ambato - Latacunga	81	100
23	Latacunga - Quito	89	81
24		90	35

Fuente: Empresa Pública Ferrocarriles del Ecuador

3.2.1.1. Criterios para la selección del puente

Una vez determinados los puentes que tienen una luz mayor de 25 m se elige uno de ellos, a partir del cual se realizará el diseño de acuerdo a sus dimensiones, para ello se formulan varios criterios de selección en base a los cuales se realizará la evaluación, los mismos que se detallan a continuación:

I. Accidente geográfico (ubicación sobre un río o estero)

Este criterio de selección se basa principalmente en el lugar que atraviesa el puente, dado que si existe un río o un estero lo que se busca es diseñar puentes que tengan un solo vano, para así evitar colocar pilas sobre los ríos o esteros lo cual dificultaría el diseño del puente, tomando los factores más críticos con mayor ponderación.

Además se debe considerar el grado de dificultad para el acceso hacia dicho puente, puesto que se requerirá de equipo adecuado para el ingreso de la estructura a dicho lugar.

II. Zona sísmica

Un factor determinante en el diseño de una estructura metálica constituye la zona donde se va a construir y las características del suelo de posición, es decir, conocer la zona sísmica a la cual pertenece.

En el Ecuador existen seis zonas sísmicas cada una caracterizada por un factor Z o factor de zona, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Para el diseño del puente tipo se debe considerar dicho factor Z, de manera que la estructura soporte los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño en las condiciones más críticas, por ende tendrá una mayor valoración aquellos que se encuentren en la zona sísmica más crítica.

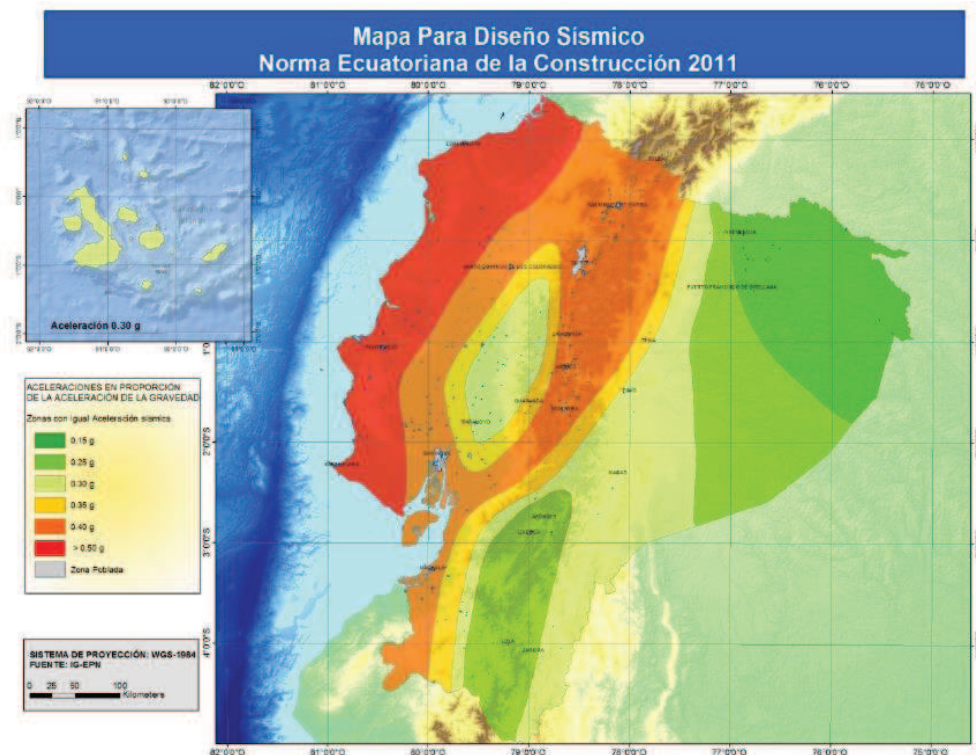


Figura 3.1. Mapa para el diseño sísmico¹⁴

III. Repetitividad

El proyecto está enfocado al diseño de un puente tipo, por ende se considera un factor importante la repetitividad, dado que se podría aplicar este diseño a varios tramos de la línea del ferrocarril, es decir, la longitud (luz del puente) que más se asemeje será la seleccionada para el diseño.

IV. Condiciones atmosféricas ¹⁵

Las condiciones ambientales constituyen un parámetro que no se debe despreciar, pues la causa más frecuente de la destrucción de metales y aleaciones es la corrosión atmosférica, y en base a ésta se debe realizar la elección del material que se va a utilizar en determinada aplicación dadas sus propiedades mecánicas y físicas.

¹⁴ Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisito de Diseño Sismo Resistente, 2002.

¹⁵ Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología; Anuario Meteorológico 2010, N° 50, Quito, 2012.

Debido a su posición geográfica, en el Ecuador se encuentran diversos tipos de climas y cambios a cortas distancias, que dependen en gran medida de la temperatura y humedad. Siendo la costa ecuatoriana la región más propensa a generar corrosión debido a la mezcla de la humedad relativa con la salinidad dada la cercanía con el mar, incluso la alta temperatura también favorece a la formación de ambientes corrosivos debido a las reacciones electroquímicas producidas.

Para calificar este parámetro se toman en consideración varios factores ambientales, los cuales son evaluados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI que otorga un registro y procesamiento de datos en base a estaciones meteorológicas ubicadas en todas las regiones del Ecuador, bajo los cuales se basará la ponderación, estos factores ambientales son:

- i. **Humedad Relativa:** el grado de corrosión atmosférica depende fundamentalmente de la humedad relativa del aire, es así que el hierro a una humedad relativa inferior a 70% no se corroe. Este es un parámetro que determina el grado de saturación de la atmósfera, está definido por la relación existente entre la tensión de vapor actual y la tensión de vapor saturante a una determinada temperatura, multiplicada por cien.
- ii. **Temperatura:** es una propiedad de la materia que está relacionada con la sensación de calor o frío que se siente en contacto con ella, se obtiene a partir de un termómetro expuesto al aire y protegido de la radiación solar directa durante un periodo de tiempo determinado.
- iii. **Atmósfera Salina:** el agua de mar es mucho más corrosiva que las aguas naturales o dulces debido a que es un electrolito fuerte que contiene una concentración de sales, así no solo afecta directamente el agua de mar sino también las salpicaduras por oleajes, niebla salina o vientos e inmersiones alternativas. Por lo tanto se debe considerar que la cercanía o proximidad al mar produce mayor grado de contaminación marina, es decir, mayor salinidad y velocidad de corrosión en los metales.

- iv. **Precipitación Atmosférica:** consiste en la caída de lluvia, llovizna, nieve, granizo, hielo, granulado, etc., desde las nubes a la superficie de la tierra. Se mide en alturas de precipitación en mm, que equivale a la altura obtenida por la caída de un litro de agua sobre la superficie de un metro cuadrado.

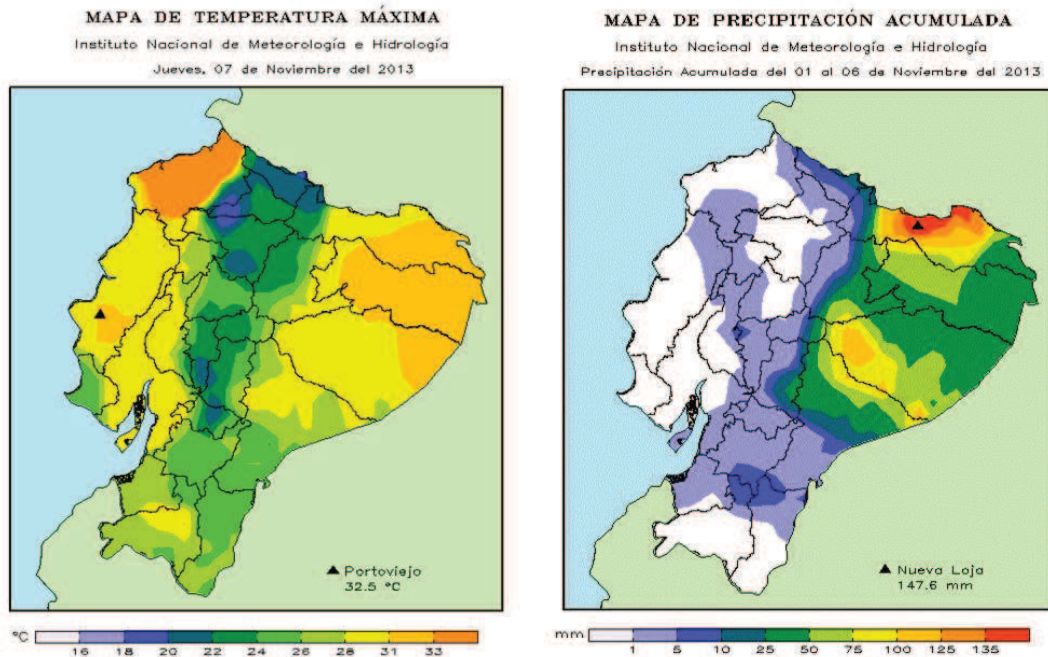


Figura 3.2. Mapa del Ecuador sobre la temperatura máxima y precipitación acumulada ¹⁶

3.2.1.2. Evaluación de alternativas para el criterio: condiciones atmosféricas

El análisis del criterio de selección de las condiciones atmosféricas se evalúa para cada uno de los puentes superiores a 25 m de longitud (luz) denominadas alternativas, debido a que depende de varios factores ambientales como son: temperatura, humedad relativa, atmosfera salina, y precipitación atmosférica, de los cuales se tienen los siguientes datos:

¹⁶ Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología; Anuario Meteorológico 2010, N° 50, Quito, 2012.

Tabla 3.2. Condiciones atmosféricas por puente

Puente	Estación Meteorológica	Ciudad	Temp.	Humedad Relativa			Precipitación Atmosférica (mm)	
			°C	Máy	Min	Media	Anual	Máxima /día
1	MA2V	Chimbo-Milagro	35,9	99	43	72	1301,8	108
5	M037	Milagro	42,3	99	49	81	1369,5	112,5
10	M218	Ingenio San Carlos	34,8	100	61	86	1605,6	165,1
12	M218	Ingenio San Carlos	34,8	100	61	86	1605,6	165,1
16	M218	Ingenio San Carlos	34,8	100	61	86	1605,6	165,1
20	M039 (1991)	Bucay	32,4	100	54	84	2168,1	125,3
21	M039 (1991)	Bucay	32,4	100	54	84	2168,1	125,3
23	M039 (1991)	Bucay	32,4	100	54	84	2168,1	125,3
27	M039 (1991)	Bucay	32,4	100	54	84	2168,1	125,3
28	M136	Chunchi	24,8	100	38	78	609,4	72
29	M136	Chunchi	24,8	100	38	78	609,4	72
31	M136	Chunchi	24,8	100	38	78	609,4	72
33	M136	Chunchi	24,8	100	38	78	609,4	72
37	M135 (1991)	Tixan	17,5	100	36	88	428,4	26,6
39	M135 (1991)	Tixan	17,5	100	36	88	428,4	26,6
41	M135 (1991)	Tixan	17,5	100	36	88	428,4	26,6
49	MB83	Totorillas	22,5	98	48	80	249,2	16
51	MB83	Totorillas	22,5	98	48	80	249,2	16
54	MB83	Totorillas	22,5	98	48	80	249,2	16
70	M134 (1991)	Guamote	22,8	100	75	98	208,6	40
71	M134 (1991)	Guamote	22,8	100	75	98	208,6	40
81	M004	Salcedo	26,6	99	30	76	593,9	26,9
89	M003	Izobamba	22,7	100	33	79	1774,4	45
90	M024	Iñaquito	30,0	99	26	72	973,9	35,7

Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología; Anuario Meteorológico 2010.

Una vez conocidos los datos referentes a los factores ambientales de cada puente se realiza la matriz de doble entrada de la cual se obtendrá un solo valor que se inducirá a los criterios de selección del puente.

Para ello es necesario colocar una ponderación a cada criterio de selección global que permitirá determinar cuál de ellos es más importante en relación al diseño:

Tabla 3.3. Ponderación de los criterios de selección

N°	Condiciones Atmosféricas	Ponderación
i	Humedad Relativa	0,4
ii	Temperatura	0,15
iii	Atmósfera Salina	0,3
iv	Precipitación Atmosférica	0,15
Sumatoria Σ		1

Fuente: Propia

A continuación una ponderación para determinado rango de valores obtenidos de cada criterio en relación al puente que se estudie.

Tabla 3.4. Ponderación por grados de humedad relativa

Humedad Relativa	Ponderación
$70 \leq T < 75$	0
$75 \leq T < 80$	1
$80 \leq T < 85$	2
$85 \leq T < 90$	3
$90 \leq T < 95$	4
$95 \leq T < 100$	5

Escala de ponderación: 0-5

Fuente: Propia

Tabla 3.5. Ponderación por grados de temperatura

Temperatura	Ponderación
$15 \leq T < 20$	0
$20 \leq T < 25$	1
$25 \leq T < 30$	2
$30 \leq T < 35$	3
$35 \leq T < 40$	4
$40 \leq T < 45$	5

Escala de ponderación: 0-5

Fuente: Propia

Tabla 3.6. Ponderación por atmósfera salina

Atmósfera salina	Ponderación
Oriente	1
Sierra	5
Costa	10

Escala de ponderación: 1-10

Fuente: Propia

Tabla 3.7. Ponderación por escala de precipitación atmosférica

Precipitación atmosférica	Ponderación
$0 \leq T < 50$	1
$50 \leq T < 100$	2
$100 \leq T < 150$	3
$150 \leq T < 200$	4

Escala de ponderación: 1-4

Fuente: Propia

Se genera la matriz de doble entrada calificando las alternativas de los puentes en función de los criterios de selección.

Tabla 3.8. Matriz de doble entrada por puente

Puente alternativa	Temperatura (°C)	Humedad relativa (%)	Precipitación atmosférica (mm)	Atmosfera salina
1	4	0	3	10
5	5	2	3	8
10	3	3	4	6
12	3	3	4	6
16	3	3	4	6
20	3	2	3	5,5
21	3	3	3	5,5
23	3	3	3	5,5
27	3	3	3	5
28	1	1	2	5

29	1	1	2	5
31	1	1	2	4,5
33	1	1	2	4,5
37	0	3	1	4,5
39	0	3	1	4
41	0	3	1	4
49	1	2	1	4
51	1	2	1	3,5
54	1	2	1	3,5
70	1	5	1	3,5
71	1	5	1	3
81	2	1	1	3
89	1	1	1	3
90	3	0	1	3
Σ	45	53	49	115,5

Fuente: Propia

Se establecen los valores porcentuales de la matriz de doble entrada en función de la suma y valor de cada puente tomado por criterio.

$$\text{Porcentaje} = \frac{4}{45} = 0,089$$

Tabla 3.9. Valoración para cada alternativa

Puente Alternativa	Temperatura	Humedad relativa	Precipitación Atmosférica	Atmósfera Salina
1	0,089	0,000	0,061	0,087
5	0,111	0,038	0,061	0,069
10	0,067	0,057	0,082	0,052
12	0,067	0,057	0,082	0,052
16	0,067	0,057	0,082	0,052
20	0,067	0,038	0,061	0,048
21	0,067	0,057	0,061	0,048
23	0,067	0,057	0,061	0,048
27	0,067	0,057	0,061	0,043
28	0,022	0,019	0,041	0,043

29	0,022	0,019	0,041	0,043
31	0,022	0,019	0,041	0,039
33	0,022	0,019	0,041	0,039
37	0,000	0,057	0,020	0,039
39	0,000	0,057	0,020	0,035
41	0,000	0,057	0,020	0,035
49	0,022	0,038	0,020	0,035
51	0,022	0,038	0,020	0,030
54	0,022	0,038	0,020	0,030
70	0,022	0,094	0,020	0,030
71	0,022	0,094	0,020	0,026
81	0,044	0,019	0,020	0,026
89	0,022	0,019	0,020	0,026
90	0,067	0,000	0,020	0,026
Σ	1	1	1	1

Fuente: Propia

Al finalizar se realiza una multiplicación de matrices para obtener el porcentaje o evaluación que se utilizará en la selección del puente.

Tabla 3.10. Resultados de la condición atmosférica por alternativa

Puente	Valoración	Porcentaje
1	0,048	4,85
5	0,062	6,17
10	0,060	6,05
12	0,060	6,05
16	0,060	6,05
20	0,049	4,86
21	0,056	5,61
23	0,056	5,61
27	0,055	5,48
28	0,030	3,00
29	0,030	3,00
31	0,029	2,87

33	0,029	2,87
37	0,037	3,74
39	0,036	3,61
41	0,036	3,61
49	0,032	3,19
51	0,031	3,06
54	0,031	3,06
70	0,053	5,32
71	0,052	5,19
81	0,025	2,51
89	0,022	2,17
90	0,021	2,09
Σ	1	100

Fuente: Propia

Estos resultados del criterio de selección: condiciones atmosféricas, son utilizados en la matriz de doble entrada para la selección final del puente a diseñar.

3.2.1.3. Evaluación de las alternativas para la selección del puente

Una vez definido el parámetro de condición atmosférica se realiza una ponderación de los criterios a evaluar, de la siguiente manera:

Tabla 3.11. Ponderación de los criterios de selección

N°	Criterios de Selección	Ponderación
I	Accidente geográfico	0,25
II	Zona sísmica	0,2
III	Repetitividad	0,3
IV	Condiciones atmosféricas	0,25
Σ		1

Fuente: Propia

Tabla 3.12. Ponderación de acuerdo al accidente geográfico

Accidente geográfico	Ponderación
Rio	10
Carretera	8
Barranco	6

Escala de ponderación: 1-10

Fuente: Propia

Tabla 3.13. Ponderación de acuerdo a la zona sísmica

Zona sísmica	Ponderación
I-0,15	1
II-0,25	2
III-0,30	4
IV-0,35	6
V-0,4	8
VI>0,5	10

Escala de ponderación: 1-10

Fuente: Propia

Tabla 3.14. Ponderación de acuerdo a la repetitividad del puente

Repetitividad	Ponderación
1	6
2	8
3	10
Nota: Tomando como rango 0,5 m.	

Escala de ponderación: 1-10

Fuente: Propia

Se genera la matriz de doble entrada calificando las alternativas de los puentes. En función de los criterios de selección.

Tabla 3.15. Matriz doble entrada en base a criterios de selección y alternativas

Alternativas Puente	Accidente geográfico	Zona sísmica	Repetitividad	Condiciones atmosféricas
1	10	6	6	4,85
5	10	6	10	6,17
10	10	8	6	6,05
12	10	8	6	6,05
16	10	8	6	6,05
20	10	8	10	4,86
21	10	8	6	5,61
23	10	8	8	5,61
27	10	8	6	5,48
28	10	8	6	3,00
29	10	8	8	3,00
31	10	8	6	2,87
33	10	8	6	2,87
37	10	6	6	3,74
39	10	6	8	3,61
41	10	6	8	3,61
49	6	6	6	3,19
51	6	6	10	3,06
54	10	8	6	3,06
70	10	8	8	5,32
71	10	8	6	5,19
81	8	8	6	2,51
89	8	8	6	2,17
90	8	8	8	2,09
Σ	226	178	168	100

Fuente: Propia

Se establecen los valores porcentuales de la matriz de doble entrada en función de la suma y valor de cada puente tomado por criterio.

Tabla 3.16. Valoración en base a criterios de selección y alternativas

Alternativas Puente	Accidente geográfico	Zona sísmica	Repetitividad	Condiciones atmosféricas
1	0,044	0,034	0,036	0,048
5	0,044	0,034	0,060	0,062
10	0,044	0,045	0,036	0,060
12	0,044	0,045	0,036	0,060
16	0,044	0,045	0,036	0,060
20	0,044	0,045	0,060	0,049
21	0,044	0,045	0,036	0,056
23	0,044	0,045	0,048	0,056
27	0,044	0,045	0,036	0,055
28	0,044	0,045	0,036	0,030
29	0,044	0,045	0,048	0,030
31	0,044	0,045	0,036	0,029
33	0,044	0,045	0,036	0,029
37	0,044	0,034	0,036	0,037
39	0,044	0,034	0,048	0,036
41	0,044	0,034	0,048	0,036
49	0,027	0,034	0,036	0,032
51	0,027	0,034	0,060	0,031
54	0,044	0,045	0,036	0,031
70	0,044	0,045	0,048	0,053
71	0,044	0,045	0,036	0,052
81	0,035	0,045	0,036	0,025
89	0,035	0,045	0,036	0,022
90	0,035	0,045	0,048	0,021
Σ	1	1	1	1

Fuente: Propia

Al finalizar se realiza una multiplicación de matrices para obtener la alternativa ganadora, siendo la que mayor valor obtiene.

Tabla 3.17. Resultados

Alternativa Puente	Valoración	Porcentaje
1	0,041	4,06
5	0,051	5,11
10	0,046	4,59
12	0,046	4,59
16	0,046	4,59
20	0,050	5,00
21	0,045	4,48
23	0,048	4,84
27	0,044	4,45
28	0,038	3,83
29	0,042	4,18
31	0,038	3,79
33	0,038	3,79
37	0,038	3,79
39	0,041	4,11
41	0,041	4,11
49	0,032	3,21
51	0,039	3,89
54	0,038	3,84
70	0,048	4,76
71	0,044	4,37
81	0,035	3,48
89	0,034	3,40
90	0,037	3,73
Σ	1	100,00

Fuente: Propia

La alternativa seleccionada es el puente 5 de longitud 47 m cuyas propiedades serán utilizadas en el diseño.

Tabla 3.18. Resultado final

Alternativa	Valoración	Porcentaje
5	0,051	5,11

Fuente: Propia

3.2.2. SELECCIÓN DEL TIPO DEL PUENTE

El factor fundamental en un puente es que soporte la carga que transmiten las locomotoras y sus vagones, por lo cual en la vía férrea Duran-Quito los puentes en su mayoría son únicamente vigas las cuales son colocadas sobre los estribos.

Sin embargo existe una gran variedad de puentes, que dependen del tipo de material, del tipo de tablero y de su funcionamiento mecánico, en este caso se seleccionará a partir de su funcionamiento mecánico, siendo las alternativas las siguientes: puente tipo arco, viga, celosía, pórtico, colgante y atirantado; en tanto que los criterios de selección se definen a continuación.

3.2.2.1. Criterios para determinar la tipología del puente

I. Estética

El Ferrocarril Ecuatoriano presta servicios turísticos para personas nacionales como extranjeras, dado esto es importante diseñar un puente que a más de resistir el tránsito de vagones y de carga sea estéticamente amigable con el medio ambiente.

II. Facilidad del proceso constructivo

En general todo dispositivo mecánico que está compuesto por partes (piezas) debe tener una buena facilidad de montaje, por lo tanto la estructura debe ser diseñada de tal manera que permita el montaje de manera fácil y sin complicaciones.

III. Facilidad de mantenimiento

Una vez fabricada y ensamblada la estructura esta debe dar las facilidades necesarias para poder realizar el mantenimiento, el cual permitirá que la estructura pueda alcanzar su vida útil para la cual fue diseñada.

IV. Costo

En el mundo actual la realización de un proyecto depende de los costos que este tenga en comparación con otros, es por esto que es importante considerar los costos que pueden generar la construcción de cada tipo de puente, pues un proyecto costoso no resulta rentable.

De acuerdo a la relevancia de cada uno de los criterios, la ponderación es:

Tabla 3.19. Criterios de selección

N°	Criterios de Selección	Ponderación
I	Estética	0,2
II	Facilidad del proceso constructivo	0,35
III	Facilidad de mantenimiento	0,1
IV	Costo	0,35
Σ		1

Fuente: Propia

3.2.2.2. Evaluación de las alternativas para la elección del tipo de puente

Las alternativas de tipos de puentes son:

Tabla 3.20. Tipos de puentes

Denominación	Alternativas
A	Puente arco
B	Puente viga
C	Puente celosía
D	Puente pórtico
E	Puente colgante
F	Puente atirantado

Fuente: Propia

A partir de las alternativas se desarrolla la matriz de doble entrada tomando en consideración los criterios de selección para su evaluación.

Tabla 3.21. Valoración de criterios

Alternativas tipo de puente	Criterios de Selección			
	Estética	Facilidad del proceso constructivo	Facilidad de mantenimiento	Costo
Arco	10	7	7	8
Viga	5	9	9	9
Celosía	7	7	9	9
Pórtico	7	8	9	8
Colgante	10	6	6	6
Atirantado	10	7	6	6
Σ	49	44	46	46

Fuente: Propia

Alternativas Tipo de puente	Criterios de Selección			
	Estética	Facilidad del proceso constructivo	Facilidad de mantenimiento	Costo
Arco	0,20	0,16	0,15	0,17
Viga	0,10	0,20	0,20	0,20
Celosía	0,14	0,16	0,20	0,20
Pórtico	10,14	0,18	0,20	0,17
Colgante	0,20	0,14	0,13	0,13
Atirantado	0,20	0,16	0,13	0,13
Σ	1	1	1	1

Fuente: Propia

Tabla 3.22. Resultados

Alternativa	Valoración
Arco	0,17
Viga	0,18
Celosía	0,17
Pórtico	0,17
Colgante	0,15
Atirantado	0,16
Σ	1

Fuente: Propia

En base a los resultados obtenidos se concluye que el tipo de puente a diseñar es el PUENTE VIGA O DE TRABES ARMADAS, es decir, es la alternativa B con una valoración de 0,18 que presenta un proceso constructivo relativamente fácil en relación a las demás, así como un menor costo en su construcción y montaje, lo cual se justifica a continuación según Jack McCorman (2002) en su libro Diseño de Estructuras de Acero:

- Para claros entre 61 a 122 m resulta económico utilizar traveses armados.
- El uso de traveses armados permite la aplicación de cargas extremadamente grandes, además se puede obtener un puente continuo.
- El montaje de las traveses armados es fácil y rápido.
- Si existe algún defecto en una trabe es posible su pronto reemplazo y esto no afectará al resto de la estructura (p. 587).

3.2.3. POSICIÓN DEL TABLERO

Existen varias posiciones en las que va ubicado el tablero en un puente, estas son:

- Tablero superior
- Tablero intermedio
- Tablero inferior

De acuerdo Rogger Brockenbrough en su libro Diseño de Estructuras de Acero, para el tipo de puente seleccionado, es decir, trabe armada recomienda realizar el diseño del puente con tablero inferior, por las siguientes razones:

- Para puentes de luces grandes o fuertemente cargados, las restricciones sobre la altura de los sistemas estructurales impuestos por los gálibos verticales bajo un puente, casi siempre favorecen el uso de la construcción de paso inferior.
- Las vigas de paso inferior soportan el tablero cerca de su aleta inferior. Tales luces preferiblemente deben contener solo dos vigas principales, con el ferrocarril o la carretera entre ellas. En contraste, las vigas de paso superior soportan el tablero sobre la aleta superior.

- Para puentes de ferrocarril sobre carreteras, calles u otras instalaciones desde las cuales son altamente visibles al público en general, las vigas de paso inferior proveen una estructura más atractiva que las armaduras de paso superior (p. 11.102).

3.2.4. SELECCIÓN DEL MATERIAL

El material a utilizar es *acero estructural* ya que presenta varias ventajas en comparación al hormigón, como por ejemplo: alta resistencia, buena ductilidad y tenacidad, así como elevada elasticidad, entre otras.

El tipo de material a utilizar depende del lugar donde se va a construir el puente: cantón Milagro, provincia de Guayas; que presenta un alto grado de salinidad y humedad relativa, lo cual acelera la corrosión del material.

3.2.4.1. Material de los perfiles estructurales

Como se menciona en el Capítulo II, la ASTM agrupa una gran variedad de aceros estructurales como por ejemplo: los aceros al carbono A36, A53, A529, A709; los aceros de alta resistencia y baja aleación A242, A572, A588; los aceros de aleación A514 y A709, entre otros, sin embargo solo algunos de ellos se comercializan en el mercado ecuatoriano por lo cual se han seleccionado los siguientes:

3.2.4.1.1. Acero A36

Constituye uno de los aceros primarios con mayores aplicaciones estructurales como por ejemplo construcciones remachadas, atornilladas, o soldada de puentes, edificios y otras; considerando que puede encontrarse como perfiles, placas y barras. Los esfuerzos mínimos de fluencia F_y y último F_u son 36 y 58 ksi (2530 y 4080 kg/cm²) respectivamente.

3.2.4.1.2. Acero A572 grado 50

El acero A572 es un acero de baja aleación que está constituido por columbio, vanadio y nitrógeno, lo cual le proporciona una mejor calidad estructural de alta resistencia. Este tipo de acero cubre lo que son barras, perfiles de todos los tamaños y placas de espesor hasta 4 pulgadas, son usados en la construcción atornillada y remachada, y en determinados casos soldadas. El acero A 572 grado 50 tienen un $F_y = 50$ ksi y $F_u = 65$ ksi (3,515 y 4,570 kg/cm² respectivamente).

3.2.4.1.3. Acero A588 grado A

Es un acero estructural de alta resistencia y baja aleación, se lo utiliza específicamente para construcciones en las cuales es indispensable el ahorro en peso y la resistencia a la corrosión. Sus propiedades son: límite de fluencia mínimo y resistencia a la tracción de 50 y 70 ksi (3,515 y 4,920 kg/cm²) respectivamente para perfiles y planchas en espesores de 4 pulgadas y menos.

De acuerdo a la norma ASSHTO, estas son:

Tabla 3.23. Denominación de aceros estructurales

Designación AASHTO	Designación Equivalente ASTM	Grado ASTM	Esfuerzo mínimo de tensión (psi)	Esfuerzo mínimo de fluencia (psi)
M 270 Grado 36	A 709 Grado 36	ASTM A36 y M 183	58000	36000
M 270 Grado 50	A 709 Grado 50	ASTM A572 y M 223	65000	50000
M 270 Grado 50WW	A 709 Grado 50	ASTM A588 y M 222	70000	50000
M 270 Grado HPS70W	A 709 Grado HPS70W	ASTM A852	92000	70000
M 270 Grado 100/100W	A 709 Grado 100/100W	ASTM A514 y M244	110000/100000	100000/90000

Fuente: AASHTO, 2002, sección 10.2.

Tomando en consideración las características especiales del acero A588 grado A específicamente a la resistencia a la corrosión, así como su aplicación en construcciones remachadas, atornilladas y soldadas; se decide emplear este acero estructural para todos los elementos constitutivos del puente a menos que se indique lo contrario. Las propiedades de este acero son:

Tabla 3.24. Requisitos de tensión

Designación ASTM	Forma estructural	F _y min ksi (MPa)	F _u min/max ksi (MPa)	% Elongación en 8 pulg. (200 mm), min
A588/A588M	Todas	50 (345)	70 (485)	18

Fuente: ASTM A588, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel

Tabla 3.25. Requerimientos químicos del acero A 588 grado A

Elemento	C	Mn	P	S	Si	Ni	Cr	Cu	Va
Composición	0.19	0.80-	0.04	0.05	0.30-	0.40	0.40-	0.25-	0.02-
%	máx.	1.25	máx.	máx.	0.65	máx.	0.65	0.40	0.10

Fuente: ASTM A588, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel

3.2.5. SELECCIÓN DEL ANCHO DEL PUENTE

El ancho del puente se considera a la distancia existente desde el centro de la trabe principal a otro adyacente, es decir, que dentro de esta distancia debe abarcar el extremo interior del patín, la distancia de la placa de arriostamiento de contrafuerte y el ancho de las locomotoras que circules por este puente o del material remolcado.

Este parámetro que depende de varios aspectos como son: el gálibo horizontal especificado por la norma AREMA, el ancho establecido de las locomotoras, así como de los vagones que son los destinados a transportar carga pesada; no se considera los coches remolcados, es decir, los que se usan para transportar pasajeros dado que el proyecto está destinado a un puente de carga, sin embargo si se tomará en cuenta el ancho de las locomotoras existentes en el Ecuador pues esas son para la línea turística.

3.2.5.1. De acuerdo a las características de locomotoras de Ecuador

Tabla 3.26. Tipos de locomotoras que circulan en Ecuador

Nombre de equipo	Nro. Unidad	Dimensiones			Peso Total (ton)
		Largo (mm)	Ancho (mm)	Altura (mm)	
Locomotora a vapor	58	10460	2850	4000	56
Tender	58	7960	2640	2740	
Locomotora a vapor	17	9320	2830	3230	98
Tender	17	6450	2530	2880	
Gecalsthom		13344	2816	3750	80.4
Coche de pasajeros		14260	2640	3680	18
Plataforma		12800	2710	890	
Vagones		12820	2640	3160	
Vagones + asientos parte sup.		12820	2640	3281	
Tanquero		11000	2300	3500	13

Fuente: Ferrocarriles del Ecuador Empresa Pública

De acuerdo a las locomotoras que existen en el país, se tiene que el ancho de las mismas varía entre 2300 a 2850 mm, siendo las locomotoras de vapor las que tienen un ancho mayor. Pero hay que considerar que a medida que se requiere transportar más carga, la potencia de la máquina debe incrementarse y con ello aumenta el tamaño de la locomotora; por lo cual serán necesarias locomotoras de mayor potencia.

3.2.5.2. De acuerdo a las características de locomotoras

De acuerdo al anexo 2 en el que se presentan las especificaciones técnicas de varias locomotoras modernas, se observa que el ancho máximo que tienen varía entre 2,80 a 3,25 m; por lo cual el ancho máximo que presentan será considerado en la selección del ancho del puente.

3.2.5.3. De acuerdo a las características de los vagones

Los vagones o carros de carga son aquellos que van arrastrados por las locomotoras y sirven para transportar distintos tipos de flete, dependiendo de ello lo vagones presentan un diferente diseño específicamente en su forma. A continuación se detalla algunos de ellos:

Tabla 3.27. Especificaciones técnicas de los vagones de locomotoras

Tipo de Vagón	Vía	Peso (kg)	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Trucks
NdeM 57924	Ancha, 1435 mm	22090	13.74	3.20	4.52	Dos, cada uno con dos ejes
NdeM 120284	Angosta 914 mm	12275	11.20	2.61	2.40	Dos, dos ejes en cada truck
Tanque NdeM 120284	Ancha, 1435 mm	21000	11	3.70	4.20	Dos, cada uno con dos ejes
Plataforma NdeM 39206	Ancha, 1435 mm	63500	17.43	3.50	4.00	Dos, cada uno con dos ejes
Plataforma NdeM 99032	Ancha, 1435 mm	63503	17.37	3.39	4.12	Dos, cada uno con dos ejes

Fuente: GÓMEZ Jorge, Catálogo de Locomotoras, Coches, Carros y Maquinaria de Vía, Mirada Ferroviaria, Núm. 9.

De acuerdo a las especificaciones técnicas de varios vagones de locomotoras investigados se observa que el ancho máximo que tienen es de 3,70 m; valor que será considerado en la selección del ancho del puente.

3.2.5.4. De acuerdo a la norma AREMA

De acuerdo a la norma AREMA específica para puentes de ferrocarril, el gálibo para tramos rectos no debe ser menor que los valores especificados en la figura 3.3. Sin embargo para tramos de vías curvas se especifica que se debe incrementar a cada lado de la vía una pulgada y media (3.81 cm) por cada grado de curvatura.

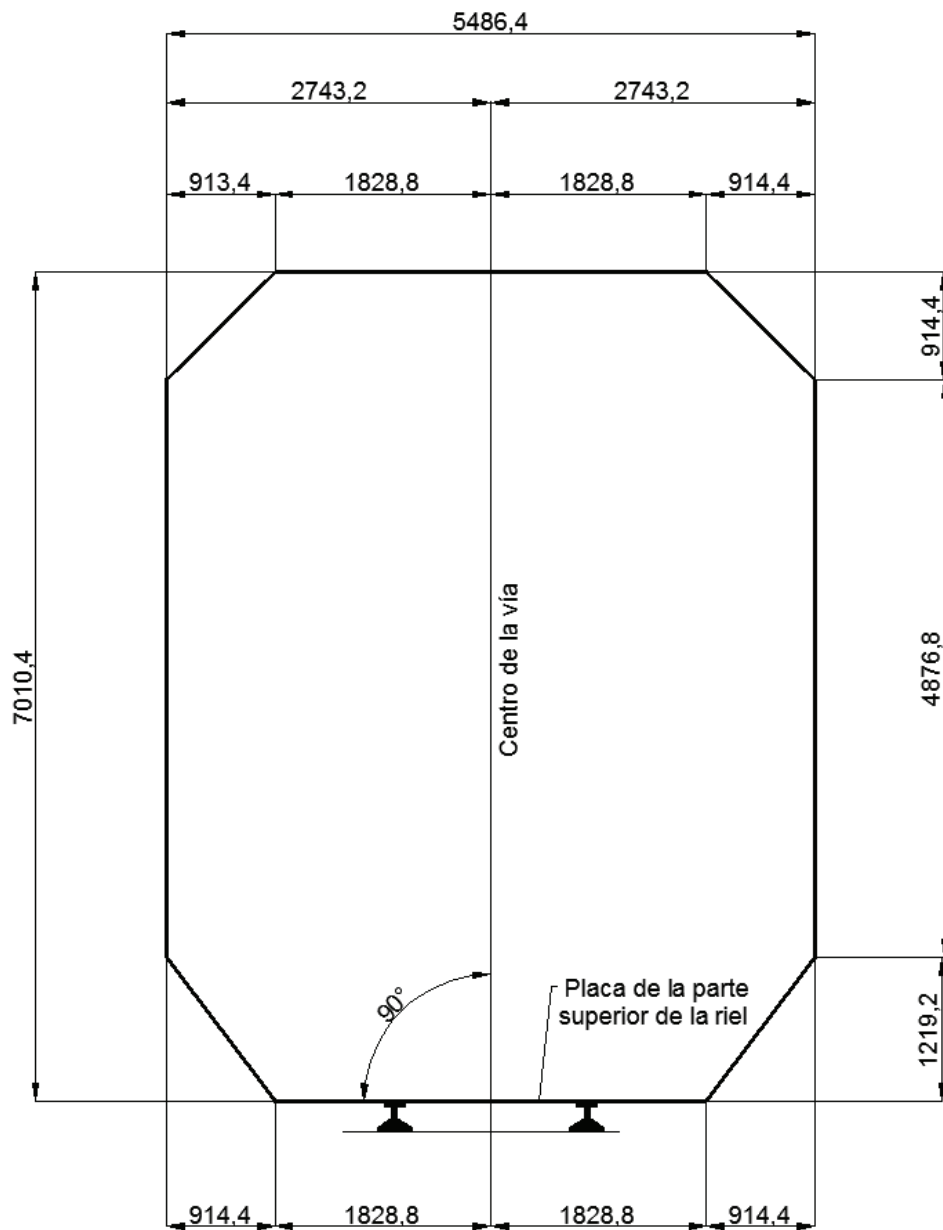


Figura 3.3. Medidas del galibo según la norma AREMA ¹⁷

El ancho nominal del puente se obtiene a partir de la recomendación que hace la norma AREMA, cuyo ancho mínimo que establece es de 5486.4 mm, sin embargo el ancho máximo que alcanzan las locomotoras es de 3250 mm y los vagones es 3700 mm, por lo tanto, se concluye que el ancho seleccionado para el puente a diseñar es 6 m con lo cual cumple el requerimiento que establece la norma.

¹⁷ AREMA 1999, Capítulo 28, Pág. 28-1-4

3.2.6. SELECCIÓN DE LOS DURMIENTES

El durmiente o también llamado traviesa, es la pieza situada en dirección transversal al eje de la vía donde se fijan los rieles y les sirven de apoyo, estos pueden ser de tres tipos: de madera, hormigón y acero.

- **Durmientes de hormigón:** Este tipo de durmientes han sido los más empleados por mucho tiempo, sin embargo han sido reemplazados por los durmientes de madera debido a su gran peso y por consiguiente a su dificultad en el transporte. Estos tipos de durmientes se aplican a vías sobre balasto, incluyendo los anclajes para las fijaciones de los rieles, y deberá tener una inclinación de 1:20 requerida para el riel.
- **Durmientes de Madera:** Pueden ser tanto de madera duras como el roble, haya y carpe, o de maderas blandas como el pino escocés, pino marítimo y alerce. Este tipo de durmientes se usan para puentes, cambiavías y curvas de transición, principalmente las maderas duras que hayan sido tratados con preservadores de humedad y fungicidas.

Los durmientes de madera se ajustarán a la norma UIC-863/O, donde se indica las dimensiones y forma que deben tener, así como las características de las operaciones que se dará a la madera para obtener el durmiente. La vida útil del durmiente será:

✓ Durmiente no tratados	3 a 6 años
✓ Tratados con cloruro de zinc	11 años
✓ Impregnados con cresota	18 a 35 años

- **Durmientes de acero:** Su uso se extendió durante el periodo de sobreproducción de acero, por lo que su fabricación resultaba poco costosa y además sencilla de realizar. Sin embargo presentan varias desventajas dado que son ruidosos, su elasticidad es reducida en comparación con la madera, además su costo se incrementa debido a su reparación constante debido a desgaste o corrosión producida.

Se elige el durmiente de madera impregnado de creosota dado que Ferrocarriles del Ecuador especifica su uso exclusivamente para puentes, cambiavías y curvas de transición. Además de acuerdo al criterio de bajo costo y vida útil alta se considera conveniente.¹⁸

3.2.7. SELECCIÓN DEL RIEL

Un riel es una pieza de acero laminado con la forma de seta por donde circulan los trenes, es decir, sirve para guiar y sustentar. El tipo de perfil y su composición química viene establecido mediante la norma UIC 860-0, la misma que cumple Ferrocarriles del Ecuador EP.

El riel está constituido por tres zonas perfectamente determinadas:

- Hongo o cabeza: es la parte superior del riel y sirve como elemento de rodadura.
- Alma: es la parte intermedia del riel y une la cabeza con el patín.
- Patín o base: representa la base del riel y sirve para la sujeción a las traviesas o durmientes.

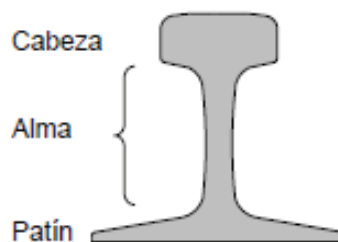


Figura 3.4. Partes de un riel

De acuerdo a las especificaciones requeridas por Ferrocarriles del Ecuador EP los rieles a utilizar serán como mínimo de perfil ARA 90 de un peso de 90 lb/yd (40.95 kg/m).

¹⁸ Ferrocarriles del Ecuador EP, 2010, Informe de Rehabilitación de la Superestructura y Elementos de Vía Férrea.

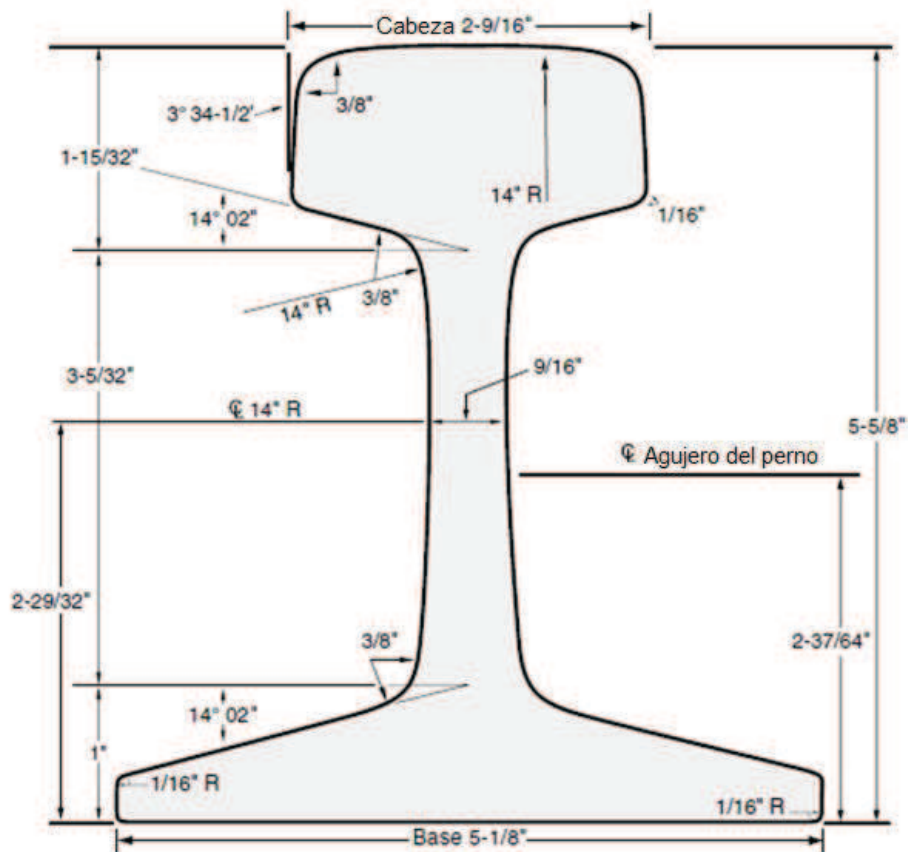


Figura 3.5. Riel ARA 90

Tabla 3.28. Especificaciones Técnicas del riel ARA 90

Descripción	Valor
Tipo de riel	90 RA
Peso nominal (lbs/yd)	90
Longitud estándar (pulg)	39
Perforación estándar	2 11/16"x5 1/2" con agujeros 1 1/8"
Área (pulg ²)	8.82
Módulo de la sección: Cabeza (pulg ³)	12.6
Módulo de la sección: Base (pulg ³)	15.2
Momento de inercia (pulg ⁴)	38.7

Fuente: Hamer Steel CO.

Además deberá cumplir con las siguientes características:

- ✓ Todos los rieles a ser utilizados serán de forma de vignole.
- ✓ La longitud de los rieles será de dieciocho metros.
- ✓ Las tolerancia que deberá cumplir son las siguientes:

Tabla 3.29. Tolerancias de Fabricación de Riel

Elemento	Parámetro	Valor
Sección del riel	Altura	± 0.5 mm
	Ancho cabeza	± 0.5 mm
	Espesor del alma	± 0.5 mm
	Anchura del patín	± 1 mm
	Asimetría del perfil	± 1.2 mm
	Otras dimensiones	± 0.5 mm
	Longitud del riel	± 2 mm
	Encuadre de extremos vertical y horizontal	Ambos ± 0.5 mm
Orificios	Diámetro	± 0.5 mm
	Centrado y colocación	± 0.5 mm
Riel	Peso	-2% / + sin límite

Fuente: Ferrocarriles del Ecuador EP

- Los cortes de los extremos del riel se efectuarán con sierra, fresa o disco abrasivo.
- La fijación de los rieles será indirecta, sobre placas de asiento de acero fijadas al durmiente.

3.2.8. CONTRARIEL

Un contrariel es una porción de riel que se coloca en paralelo al riel principal a una distancia ya establecida para caso de descarrilamiento y evitar desplazamientos indeseados del material rodante.

- Los contrarieles serán de la calidad 900 A según específica la norma UIC-860.
- El desnivel de la cara superior del contrariel con respecto a la superficie de rodamiento del riel más próximo será de 20 mm.
- La fijación del contrariel se realizará en todos los durmientes.

3.2.9. SELECCIÓN DE LA CARGA VIVA

Las cargas vivas para los puentes de ferrocarril se determina a partir de las cargas Cooper, originadas por Theodore Cooper en 1894. Se denominan mediante la letra “E” que hace referencia a una locomotora de vapor (steam engine) y a continuación el valor de la carga por eje.

Las cargas puntales están distribuidas por grupos que simbolizan a dos locomotoras seguidas por una carga distribuida que representa a los coches o vagones. En una locomotora actúan tres tipos de cargas puntales de acuerdo al tipo de rueda, estas pueden ser: ruedas de arrastre, motrices y de remolque, siendo su constante 0.5, 1 y 0.65 respectivamente como indica la figura 3.6. Esta constante se debe multiplicar por la carga especificada en el nombre y se obtiene la carga viva, por ejemplo: E40, E60, E80, entre otras.

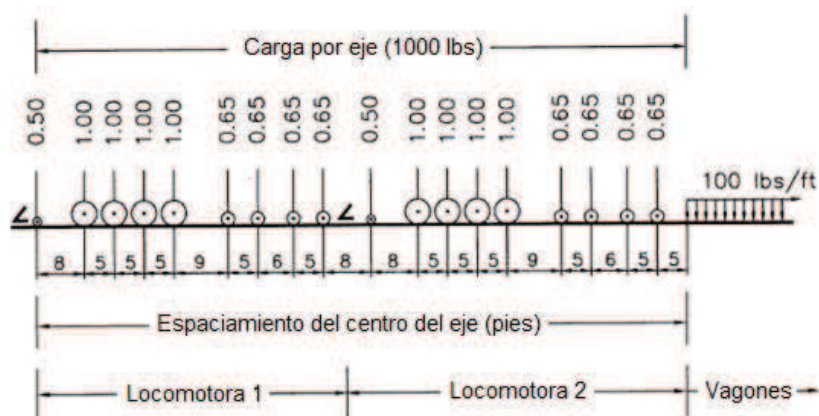


Figura 3.6. Configuración de cargas Cooper para puentes¹⁹

3.2.10. ANCHO DE VIA

El ancho de vía o también denominado trocha es la distancia que existe entre las caras internas de dos rieles paralelos, en Ecuador se ha establecido una trocha de vía normal cuyo valor nominal es de 1067 mm. De acuerdo a varias clasificaciones estándar el valor nominal de ancho de vía 1067 mm es denominado ancho de vía estrecho o también llamado ancho de cape.

¹⁹Railroad Design and Rehabilitation: Technical Instructions; pág.7-23

Tabla 3.30. Valores de anchos de vía

Denominación	Valor nominal
Vía ancha (España)	1674 mm
Vía ancha (Portugal)	1665 mm
Vía normal	1435 mm
Vía estrecha (ancho de Cape)	1067 mm
Vía estrecha (ancho de metro)	1000 mm

Fuente: Rice Lake Weighing Systems, Glosario de Términos para Básculas Ferroviarias.

3.2.11. TIPO DE FIJACIÓN O CONEXIÓN DE LOS ELEMENTOS

Existen varios métodos de conexión, entre ellos son: las conexiones emperradas y las conexiones soldadas. Sin embargo, se establece que la fijación o método de unión de las trabes o vigas en este proyecto de titulación se realizará mediante soldadura, bajo la norma específica para puentes de ferrocarril, es decir, se utilizará la norma AWS D1.5, dados las siguientes ventajas:

- El uso de soldaduras representa un ahorro en peso de la estructura que forma el puente, pues en el caso de utilizar pernos, remache, entre otros, se requiere de placas de unión lo cual incrementa el peso de la estructura.
- Además las soldaduras tienen mayor zona de aplicación que los remaches o tornillos, pues para su instalación requieren de mayor espacio que el necesitado para realizar la soldadura.
- Mediante la soldadura se puede obtener estructuras más rígidas y continuas, es decir, que mediante la fusión de los materiales se obtiene un solo cuerpo considerando que las juntas o uniones soldadas son diseñadas más resistentes que el material base.
- Además que resulta un proceso silencioso, también utiliza menos piezas en su fabricación y montaje, ahorrando tiempo.

CAPÍTULO 4

PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1. INTRODUCCIÓN

El tipo de puente a diseñar es de paso inferior de un solo carril, un puente de estas características en general es como se muestra en la siguiente figura.

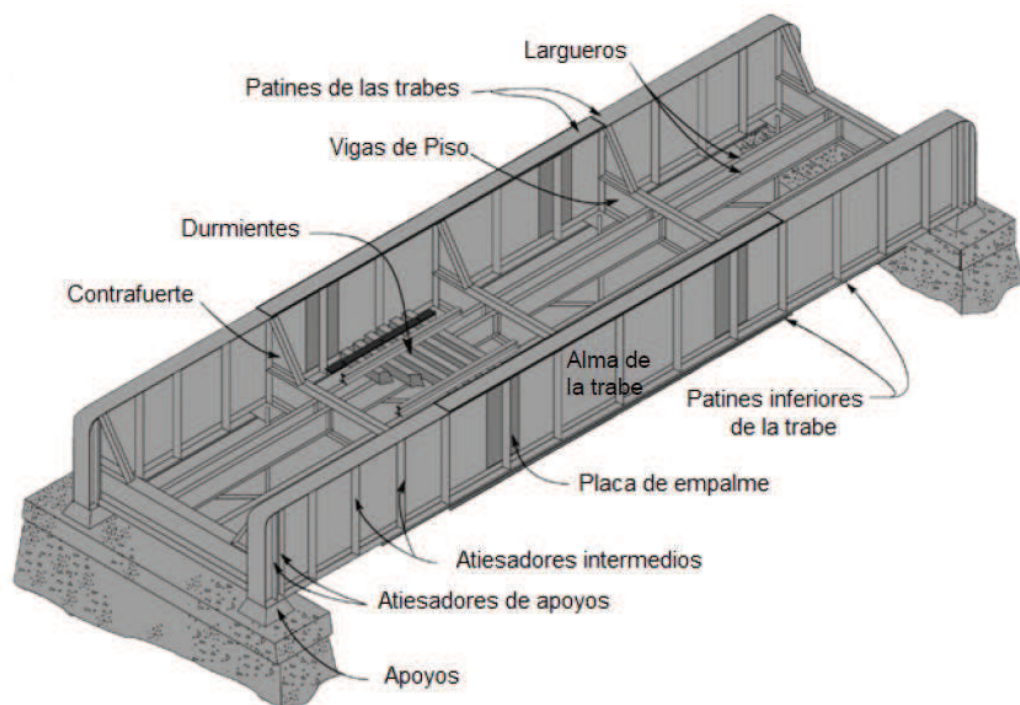


Figura 4.1. Esquema de puente ferroviario de paso inferior²⁰

Partes a diseñar:

1. Largueros
2. Vigas de piso
3. Traveses:
 - Alma
 - Patines
 - Atiesadores transversales intermedios

²⁰ Practical Guide to Railway Engineering, 2003, Chapter 8 Railway Structures, pág. 8-25.

- Atiesadores transversales de apoyo
 - Cartelas de soporte lateral.
4. Apoyos
 5. Soldadura total del puente.

4.2. CARGAS

La norma AREMA 1999 especifica las siguientes cargas:

- Carga muerta(DL)
- Carga viva (LL)
- Carga de impacto (IL)
- Carga centrifuga (LC)
- Carga de viento sobre el puente cargado (WL)
- Carga de viento sobre el puente descargado (W)
- Carga lateral del equipo rodante(CLE)
- Carga longitudinal (CL)
- Carga de sismo (CS)

4.2.1. CARGA MUERTA

La norma AREMA especifica los siguientes valores para el diseño de elementos estructurales.

Tabla 4.1. Unidades de peso para esfuerzo por carga muerta

Tipo	Libras por pie cúbico
Acero	490
Concreto	150
Arena, gravilla, lastre	120
Asfalto	150
Granito	170
Adoquinado	150
Madera	60

Fuente: AREMA 1999

Para efectos de diseño se va a utilizar la carga muerta de los elementos involucrados según sea su geometría y dimensiones.

4.2.2. CARGA VIVA

Uno de los objetivos es diseñar un puente el cual pueda soportar el tránsito de trenes de carga, para ello es de uso común utilizar Cargas Cooper E72, E80 y E90, las cuales son producto del incremento constante desde que se introdujo la carga Cooper E40 en 1894 por Theodore Cooper.

Para efectos de diseño se utiliza la Carga Cooper E80, la cual es destinada para el diseño de puentes de carga y además recomendada por la Norma AREMA.

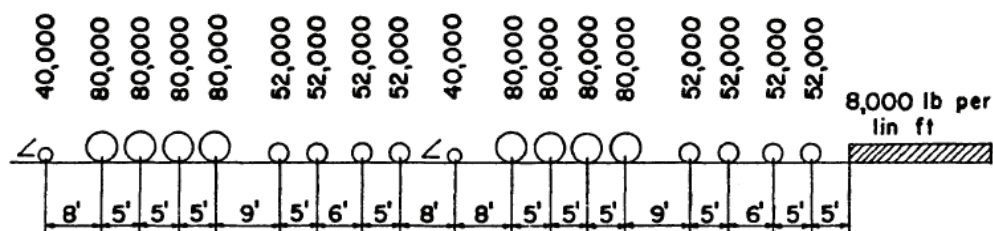


Figura 4.2. Carga Cooper E80

La Norma AREMA recomienda utilizar la carga viva tal y como la estipula (varias cargas concentradas y una uniformemente distribuida) y no como únicamente una carga distribuida. Cabe mencionar que las cargas que se muestran en la figura son cargas por eje.

4.2.3. CARGA DE IMPACTO

La norma AREMA especifica que la carga de impacto será un porcentaje de la carga viva por eje, para determinar este porcentaje se hace uso de fórmulas dadas, según sea el caso.

Tipo de puente

- Puentes de tablero abierto
- Puentes de tablero cerrado (con balasto)

Tipo de equipo rodante

- Equipo rodante sin golpeteo
- Locomotoras a vapor con golpeteo.

Como se mencionó anteriormente en el Ecuador existen locomotoras a vapor, por lo cual es necesario el diseño de puentes que puedan resistir el tránsito de este tipo de equipo rodante. Además se diseñara un puente de tablero abierto, por lo cual tenemos:

$$L < 100 \text{ pies (30,48 mm)}$$

$$I = RE + 60 - \frac{L^2}{500}$$

$$L \geq 100 \text{ pies (30,48 mm)}$$

$$I = RE + 10 + \frac{1\,800}{L - 40}$$

Donde:

$I =$ Porcentaje de la carga viva a tomar.

$RE =$ Efecto balanceo

Que consiste en un porcentaje de la carga viva, 10% de la carga del eje o 20% de la carga de la rueda.

$L =$ Longitud (pies)

Longitud centro a centro de los apoyos de largueros, vigas transversales de piso sin largueros, vigas principales longitudinales y armaduras (elementos principales) o longitud (pies) de los largueros soportados adyacentes más largos, Vigas longitudinales, vigas principales o armaduras para impacto en vigas de piso, péndolas de vigas de piso, subdiagonales de armaduras, vigas principales de transversales, soportes para vigas principales y transversales y columnas de viaductos.

4.2.4. CARGA CENTRIFUGA

El tramo en el cual se encuentra el puente seleccionado es recto por lo cual no existen cargas centrifugas, esto se puede observar en la siguiente figura.



Figura 4.3. Plano vial tramo Yaguachi²¹

²¹ Ferrocarriles del Ecuador EP, 2010, Informe de Rehabilitación de la Superestructura y Elementos de Vía Férrea.

4.2.5. CARGA DE VIENTO SOBRE EL PUENTE CARGADO

La norma AREMA considera la carga de viento como una carga móvil que actúa en cualquier dirección horizontal. Especifica una carga de viento igual a 30 lb/pie² (1 436,9 N/m²) sobre la estructura, actuando en puentes de luces de vigas sobre 1,5 veces la proyección vertical. Sobre la carga viva especifica una carga igual a 300 lb/pie (4 379,92 N/m) actuando a una distancia igual a 8 pies (2438,4 mm) sobre la parte superior del riel.

4.2.6. CARGA DE VIENTO SOBRE EL PUENTE DESCARGADO

La norma AREMA especifica una carga de viento igual a 50 lb/pie² (2 394,97 N/m²) sobre puentes no cargados, actuando en puentes de luces de vigas sobre 1,5 veces la proyección vertical.

4.2.7. CARGA LATERAL CAUSADAS POR EL EQUIPO

La norma AREMA especifica que la carga lateral causada por el movimiento transversal del equipo como el de la locomotora debe ser una fuerza móvil igual al 25% del eje más pesado de la carga viva. Esta carga debe ser aplicada en la base del riel, en cualquier punto de la luz.

4.2.8. CARGA LONGITUDINAL

La norma AREMA especifica que la carga longitudinal causada por los trenes se debe tomar como 15% de la carga viva sin impacto. Para rieles continuos a lo largo de todo el puente se debe tomar la carga longitudinal efectiva, que no es más que L/2000 veces del porcentaje antes mencionado. Este valor siempre debe ser menor o igual que 0,8.

$$LF = 0,15 \times \left(\frac{L}{1\ 200} \right) \times LL$$

Para rieles no continuos la carga longitudinal efectiva debe tomarse como el 15% de la carga viva.

Además se especifica que la carga longitudinal efectiva debe tomarse en un solo carril, la cual debe ser distribuida a todos los elementos de la estructura de soporte, teniendo en cuenta la rigidez relativa si fuera el caso. Esta fuerza se debe suponer que es aplicada en la base del riel.

4.2.9. CARGA DE SISMO

La norma AREMA especifica que los puentes de un solo vano son menos vulnerables a los efectos sísmicos, teniendo adecuados apoyos. Es por esto que no precisa métodos para determinar los efectos sísmicos.

Tabla 4.2. Selección del procedimiento de análisis

Configuración de Puente	Procedimiento de análisis ¹
Un tramo	No requiere análisis
Dos tramos	Procedimiento ELF o MA
Múltiples tramos regulares ²	Procedimiento ELF o MA
Múltiples tramos irregulares ²	Procedimiento MA
Nota: 1. ELF denota Procedimiento por Fuerzas Laterales Equivalentes, MA denota Procedimiento de Análisis Modal. 2. Puentes irregulares son aquellas estructuras con configuración considerablemente irregular o apoyo rígido.	

Dado esto se toma como referencia la norma ASSHTO 2002, la cual se utilizara para poder determinar las características que deben cumplir los apoyos del puente para que puedan soportar los efectos sísmicos.

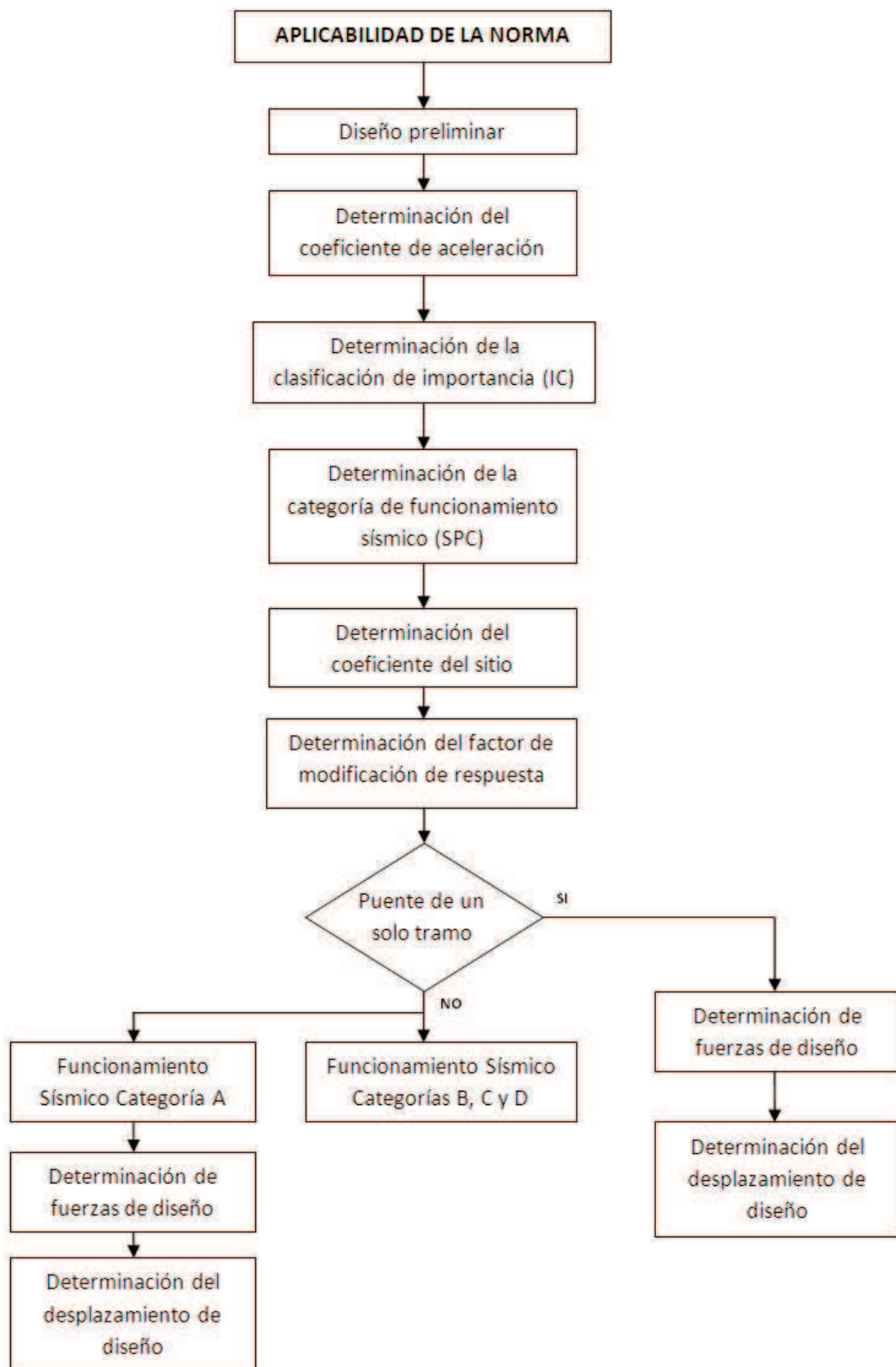


Figura 4.4. Diagrama de flujo de procedimiento de diseño²²

²² AASHTO 2002; Diseños Sísmico, pagina 442.

La norma AASHTO (3.11) especifica que no es necesario realizar un análisis sísmico riguroso en puentes de un solo tramo. Únicamente es necesario realizar cimentaciones lo suficientemente fuertes para que puedan resistir las fuerzas producto del sismo. Además se tiene que cumplir con las dimensiones mínimas de los apoyos según la “Seismic Performance Category (SPC)”.

Tabla 4.3. Categoría de Funcionamiento Sísmico (SPC)

Coeficiente de Aceleración	Clasificación de Importancia (IC)	
A	I	II
$A \leq 0,09$	A	A
$0,09 < A \leq 0,19$	B	B
$0,19 < A \leq 0,29$	C	C
$0,29 < A$	D	C

Como se determinó en el capítulo 3, el puente escogido se encuentra en una zona con un coeficiente de aceleración igual a 0,35 y tomando una “Clasificación de Importancia” (IC) igual a I, tenemos que el puente tiene una SPC D.

Requerimientos mínimos de longitudes de los soportes para SPC D

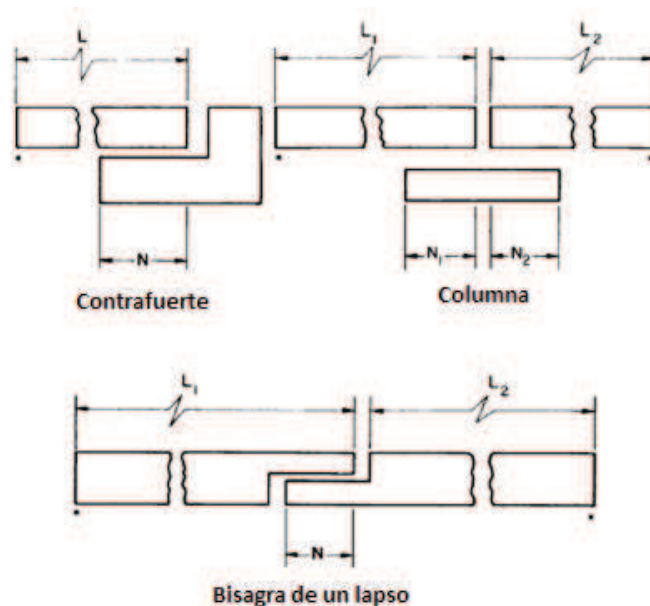


Figura 4.5. Las dimensiones para los requisitos de longitud de apoyo mínima

$$N = (305 + 2,5L + 10H)(1 + 0,000125S^2) [mm]$$

Donde:

L = La longitud el puente

H = Altura de la columna de apoyo para el asentamiento del puente.

S = Angulo en grados, de la línea normal al tramo.

$$N = (305 + 2,5 \times 47)(1 + 0,000125 \times 90^2)$$

$$N = 850,28 \text{ mm}$$

4.3. COMBINACIONES DE CARGA

Todos los elementos estructurales del puente deben ser diseñados para que resistan a todas las combinaciones de carga que se pueden dar. La norma AREMA especifica que los elementos estructurales sujetos a esfuerzos resultados de carga muerta, carga viva, carga de impacto y carga centrífuga deben ser diseñados de manera que los esfuerzos máximos no superen el esfuerzo básico admisible(100%) o para el esfuerzo de fatiga admisible, el que sea menor.

Miembros, con excepción de las péndolas de la vigas de piso, sometidos a esfuerzos causados por cargas laterales o longitudinales más las cargas antes mencionadas se pueden diseñar para un 125% del esfuerzo básico admisible, sin considerar la fatiga. Pero las secciones calculadas no deben ser menores que las requeridas con el esfuerzo básico admisible (100%) o el esfuerzo admisible de fatiga cuando estas cargas no estén presentes. Para efectos de diseño se utilizara las combinaciones de carga sugeridas por la Norma AASHTO 2002 adaptadas a las cargas presentes en el puente.

Tabla 4.4. Combinaciones de carga AASHTO 2002

N°	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Grupo	Factores β														%	
	γ	D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
CARGA DE SERVICIO	I	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0	0	125
	IV	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1	1	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	0	140
	VII	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
	X	1	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	150

Donde:

Símbolo	Significado
D	Carga muerta
L	Carga viva
I	Carga de impacto
E	Presión de la tierra
B	Fuerza de flotación
W	Carga de viento sobre la estructura
WL	Carga de viento sobre la carga viva
LF	Fuerza longitudinal causado por la carga viva
CF	Fuerza centrífuga
R	Acortamiento de costilla
S	Contracción
T	Temperatura
EQ	Carga de sismo
SF	Presión del flujo de la corriente
ICE	Presión causada por el hielo

Adaptando estas combinaciones de carga al puente a diseñar, tenemos:

Tabla 4.5. Combinaciones de carga para diseño

Grupo	Combinaciones ASSHTO 2002						% Esfuerzo unitario básico
I	D	L	I				100
II	D			W			125
III	D	L	I	0,3W	WL	LF	125

4.4. LARGUEROS

4.4.1. LONGITUD

Es necesario determinar la longitud de los largueros, dado que el puente a diseñar es de paso inferior este necesita tener cartelas de soporte lateral. La norma AREMA especifica que las cartelas deben extenderse hasta el patín superior de la viga principal y deben ser tan anchas como lo permita el espacio disponible, además conectarse al patín superior de la viga de piso y al atiesador de la viga principal. Estas cartelas de soporte lateral no deben estar apartadas más de 12 pies (3657,6 mm) unas a otras.

Dado esto se asume que la longitud total del puente es dividida en 16 partes, generando así vigas de piso ubicadas cada 2937,5 mm sobre las cuales se deben conectar las cartelas de soporte lateral, cumpliendo así la distancia máxima que deben estar espaciadas unas a otras. Por lo tanto tenemos una longitud igual a:

$$L_L = 2\,937,5\text{ mm}$$

Ya que los largueros sirven de soporte para los durmientes y rieles, es necesario determinar la ubicación de los mismos. La norma AREMA 1999 especifica las siguientes recomendaciones para durmientes de madera en los puentes.

- Longitud no menor a 10 pies (3 048 mm)
- Ancho mínimo=8 pulgadas (203,2 mm)

Dadas las dimensiones asumidas se distribuyen los durmientes como lo muestra la siguiente figura:

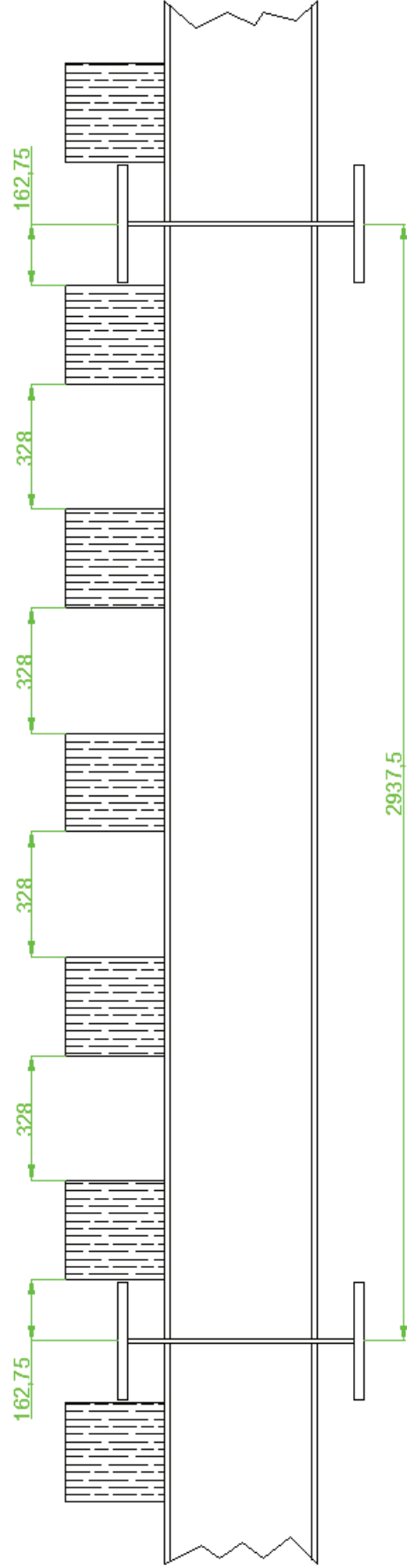


Figura 4.6. Ubicación de los durmientes

Tabla 4.6. Dimensiones asumidas de los durmientes

Largo	305 cm
Ancho	26 cm
Altura	26 cm

4.4.2. CARGAS DE DISEÑO

4.4.2.1. Carga muerta

Durmientes de madera

Los durmientes utilizados en la vía férrea Duran-Quito son elaborados de las siguientes maderas:

- Guayacán pechiche
- Moral bobo
- Moral fino

Para efectos de diseño se escoge el guayacán como el material de los durmientes.

Tabla 4.7. Densidades de la madera guayacán²³

Condición de la Madera	Densidad $\left[\frac{g}{cm^3}\right]$
Verde	0,95
Seca al aire	0,65
Anhidra	0,61

Se escoge la condición de madera verde.

$$d = 0,95 \frac{g}{cm^3}$$

$$q_{cmd} = 0,95 \frac{g}{cm^3} \times 26 \text{ cm} \times 26 \text{ cm}$$

$$q_{cmd} = 642,2 \frac{g}{cm} = 629,78 \frac{N}{m}$$

²³VINUEZA, Marco; 2012, Ficha técnica N° 6: Guayacán. Obtenido de: <http://ecuadorforestal.org/fichas-tecnicas-de-especies-forestales/ficha-tecnica-no-6-guayacan/> [22-10-2013]

Rieles

Se toma como referencia el riel perfil ARA 90 el cual especifica FEEP que se debe usar, tenemos:

Tabla 4.8. Perfil ARA 90

Perfiles americanos	Peso	
	kg/m	lb/yd
90 Ara-A (TR45)	44,65	90

$$q = 44,65 \frac{kg}{m} = 437,87 \frac{N}{m}$$

Peso propio de la viga

Para realizar el diseño se asumirá una carga distribuida por el peso propio de la viga, para esto se toma el peso de un perfil IPN360.

$$q_v = 76,2 \frac{kg}{m} = 747,27 \frac{N}{m}$$

Sobre el larguero tenemos una carga uniformemente distribuida, que es la suma del peso propio de la viga y los rieles.

$$q = q_v + (2 \times q_r)$$

$$q = 747,27 \frac{N}{m} + (2 \times 437,87) \frac{N}{m} = 1623,01 \frac{N}{m}$$

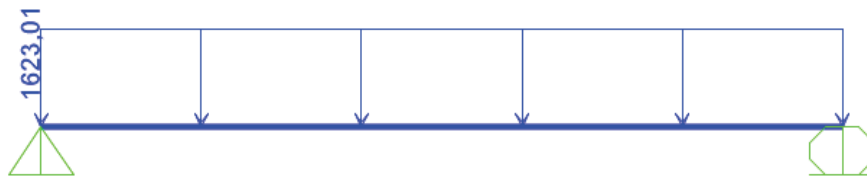


Figura 4.7. Carga muerta uniformemente distribuida

Los durmientes transmiten una carga puntual al larguero igual 960,41 N en las posiciones antes mencionadas.

$$F = 960,41 \text{ N}$$



Figura 4.8. Carga muerta puntual producto de los durmientes

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.9. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 4\,784,82\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

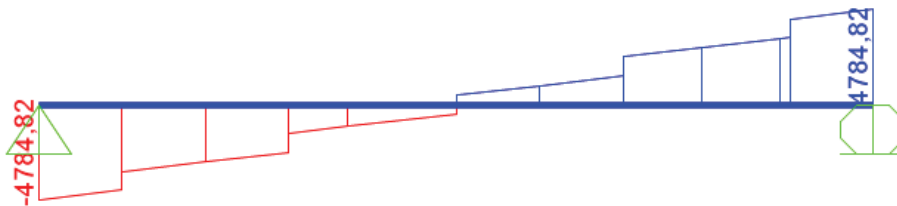


Figura 4.10. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 4\,784,82\text{ N a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.11. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 3\,582,94\text{ Nm a } 1,46875\text{ m.}$$

4.4.2.2. Carga Viva

Como se mencionó anteriormente se utilizara una carga vivía COOPER E80.

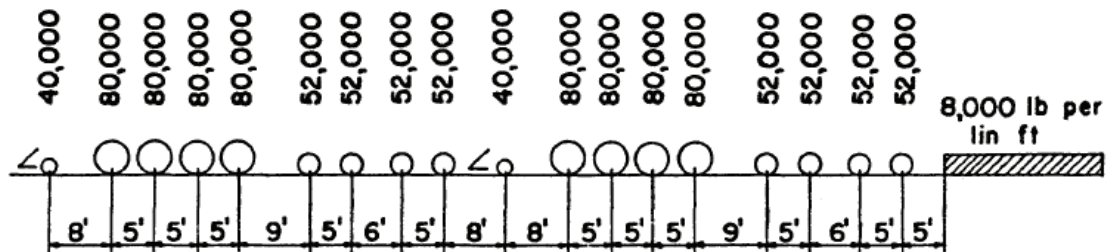


Figura 4.12. Carga Cooper E80

Dada la carga viva, se observa que la máxima carga por eje es 80 000 lb (356 kN) distanciadas cada una 5 pies (1524 mm), esta carga por eje se divide en dos para así obtener el valor que actúa en cada uno de los larguero. La longitud del larguero es 2 937,5 mm se determina que máximo 2 cargas de 40 000 lb (178kN) pueden estar sobre el larguero en el mismo instante.

$$F = 178 \text{ kN}$$

Para efectos de diseño se asumirá el funcionamiento del larguero como el de una viga simplemente apoyada, aunque en la realidad este elemento trabajará como una viga empotrada en sus extremos (soldada). Esta suposición genera un momento remanente el cual aporta en el aumento de la seguridad de la estructura, ya que siempre es mayor el momento máximo en una viga simplemente apoya. Dado esto es necesario determinar la posición en la cual las cargas móviles generan un momento máximo.

“El momento máximo en una viga con una serie de cargas concentradas móviles generalmente ocurrirá bajo la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas sobre la viga, cuando la distancia del centro de gravedad de las cargas al centro de la viga y la distancia del centro de la viga a la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas es la misma”²⁴

²⁴James K. Nelson, Jr. Y Jack C. McCormac; 2006; Análisis de Estructuras Método Clásico y Matricial, Tercera Edición, pagina 229.

Punto crítico

Centro de gravedad de las cargas móviles

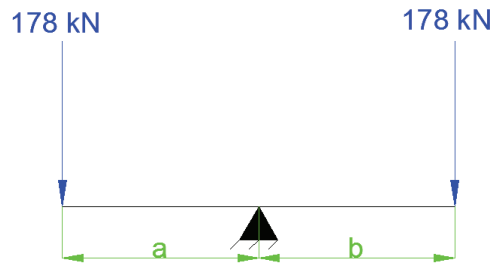


Figura 4.13. Centro de gravedad cargas sobre el larguero

$$a + b = 5 \text{ pies}$$

$$\sum M_0 = 0$$

$$356 \times a = 356 \times b$$

$$a = b = 2,5 \text{ pies (726 mm)}$$

Posición crítica

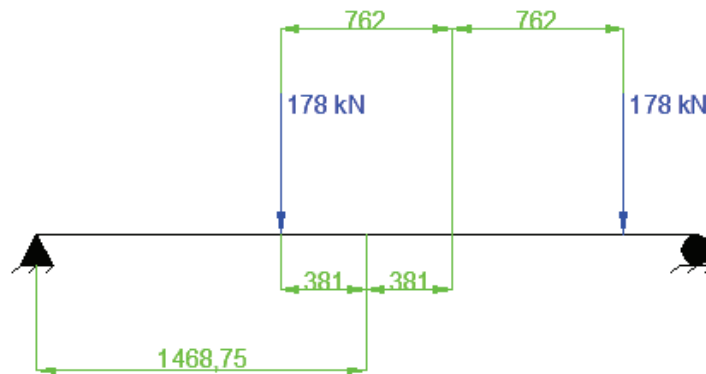


Figura 4.14. Cargas cumpliendo la posición crítica

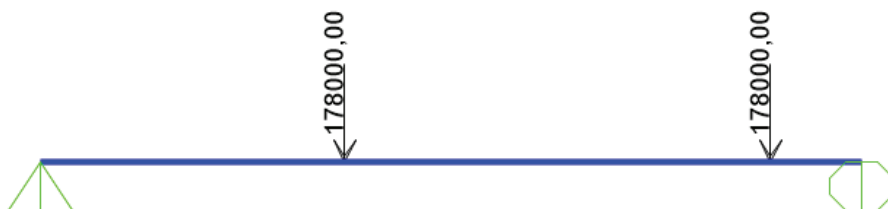


Figura 4.15. Carga viva en posición crítica

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.16. Reacciones

$$R_1 = 131\,826,04\text{ N}$$

$$R_2 = 224\,173,96\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

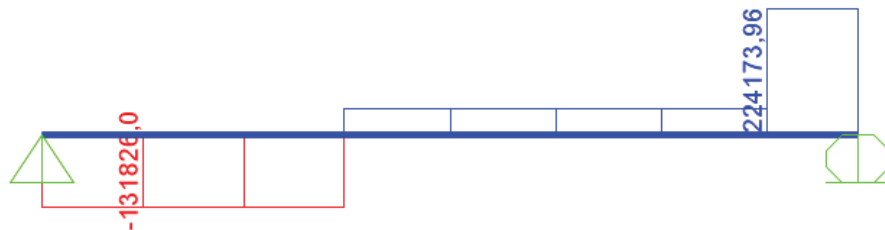


Figura 4.17. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 224\,173,96\text{ N a } 2,9375\text{ m}$$

Diagrama de momento flector

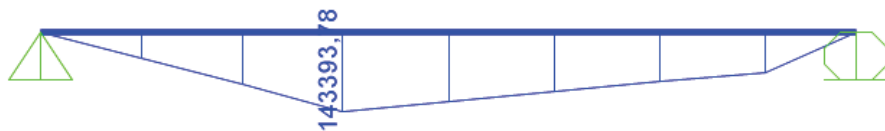


Figura 4.18. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 143\,393,78\text{ Nm a } 1,08775\text{ m}$$

4.4.2.3. Carga de Impacto

La longitud del larguero es menor a 100 pies (30 480 mm) por lo cual tenemos:

$$I = RE + 60 - \frac{L^2}{500}$$

$$I = 10 + 60 - \frac{\left(2937,5\text{mm} \times 1 \frac{\text{pulg}}{25,4\text{mm}} \times 1 \frac{\text{pies}}{12\text{pulg}}\right)^2}{500}$$

$$I = 69,81 \%$$

Dado este porcentaje tenemos la carga por impacto, que al se localizan en las mismas posiciones de la carga viva.

$$F = 0,6981 \times 178\,000\text{ N} = 124\,261,8\text{ N}$$

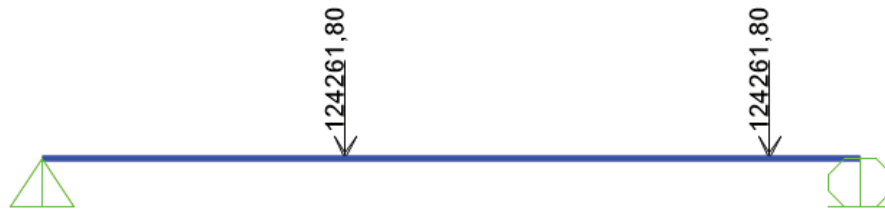


Figura 4.19. Carga de impacto en posición crítica

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.20. Reacciones

$$R_1 = 92\,027,76\text{ N}$$

$$R_2 = 156\,495,84\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

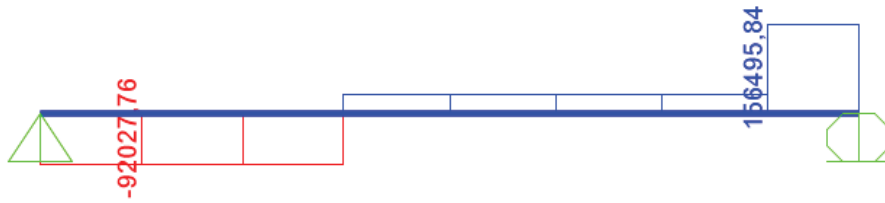


Figura 4.21. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 156\,495,84 \text{ N a } 2,9375 \text{ m}$$

Diagrama de momento flector

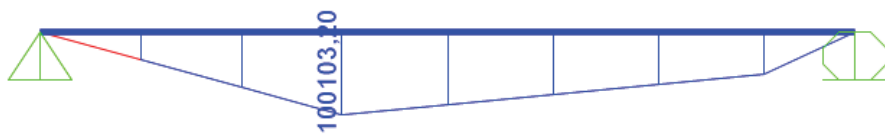


Figura 4.22. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 100\,103,2 \text{ Nm a } 1,08775 \text{ m}$$

4.4.2.4. Carga de viento

Los largueros se encuentran confinados dentro del puente, dado esto se desprecia la carga de viento.

4.4.2.5. Carga lateral del equipo rodante

El eje más pensado de la carga viva es 80 klb (356 000 N), por lo tanto cada larguero recibe la mitad de esta carga, dado esto se tiene:

$$F = 0,25 \times 178\,000 \text{ N} = 44\,500 \text{ N}$$

4.4.2.6. Carga longitudinal

La carga longitudinal es un porcentaje de la carga viva, para efectos de diseño se toma la máxima reacción que genera la carga viva sobre el larguero.

$$R_{max} = 224\,173,96 \text{ N}$$

Los rieles son continuos durante toda la longitud del puente, por lo tanto la carga longitudinal produce una fuerza horizontal por cada larguero igual a:

$$H = 0,15 \times 224\,173,96\,N \times \left(\frac{2,9375\,m \left(\frac{1\,pulg}{0,0254\,m} \times \frac{1\,pie}{12\,pulg} \right)}{1\,200} \right)$$

$$H = 270,06\,N$$

Ya que esta fuerza se aplica en la base del riel produce un momento al larguero, el cual debe ser resistido por un par formado por las reacciones que se generan en los apoyos.

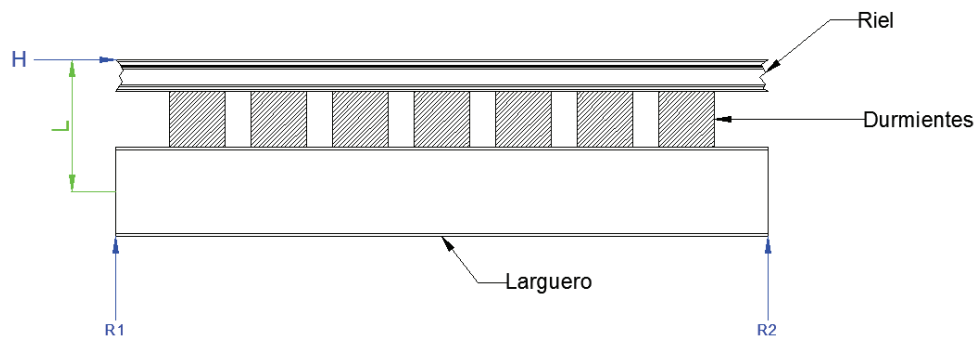


Figura 4.23. Esquema de carga longitudinal

$$L = \frac{\text{Peralte}_L}{2} + H_d + H_r$$

Donde:

$\text{Peralte}_L = \text{Peralte del larguero}$

$H_d = \text{Altura del durmiente}$

$H_r = \text{Altura del riel}$

$$L = \left(\frac{400}{2} + 250 + 143 \right) mm = 593$$

$$\sum M_1 = 0$$

$$R_2 \times 2,9375\,m = H \times 0,593\,m$$

$$R_2 = \frac{270,06\,N \times 0,593\,m}{2,9375\,m}$$

$$R_2 = 54,52\,N$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$R_1 = R_2 = 54,52\,N$$

4.4.3. DISEÑO

Con el objetivo de evitar la construcción de vigas armadas que trabajen como largueros se utiliza vigas laminadas en caliente que se comercializan en el país.

Combinaciones de carga

Tabla 4.9. Combinaciones de carga

Grupo	Tipo de carga	Cortante Max.	Momento Max.
		N	Nm
1	D	4784,82	3582,4
	L	224173,96	143393,78
	I	156495,84	100103,2
Total		385454,62	247079,38
2	D	4784,82	3582,4
	W	0	0
Total		4784,82	3582,4
3	D	4784,82	3582,4
	L	224173,96	143393,78
	I	156495,84	100103,2
	0,3W	0	0
	WL	0	0
	LF	0	54,52
Total		385454,62	247133,9

Fuente: Propia

Como se puede observar los momentos y cortantes del grupo I son mayores que los del grupo II y cuando se proyecta un aumento del 25% en el esfuerzo permisible son también mayores que el grupo III, por lo tanto se concluye que el diseño está gobernado por la combinación de cargas del grupo I.

$$V_{max} = 385\,454,62\,N$$

$$M_{max} = 247\,079,38\,Nm$$

Esfuerzo de flexión

$$f_b = \frac{M_{max} \times c}{I}$$

Pero:

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

$$f_b = \frac{M_{max}}{S}$$

Donde

$f_b =$ Esfuerzo real de flexión

$M_{max} =$ Momento máximo producto de las cargas

$S =$ Modulo de sección del perfil

Esfuerzo permisible

Para efectos de diseño se asume que el perfil seleccionado es de sección compacta, esto luego se comprueba. La especificación ASD F1.1 establece para secciones compactas que:

$$F_b = 0,66 F_y$$

Donde:

$F_b =$ Esfuerzo permisible por flexión

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia

Además la longitud sin soporte lateral del patín de compresión (L_b) no exceda la longitud sin soporte lateral máxima (L_c) dada por el menor de los valores de las siguientes ecuaciones:

$$L_c = \frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ [pulgadas]}$$

$$L_c = \frac{20\,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} \text{ [pulgadas]}$$

El material a utilizar es el acero A588 el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 345 MPa, dado esto el esfuerzo permisible por flexión es:

$$F_b = 0,66 \times 345\,000 \frac{kN}{m^2} = 227\,700 \frac{kN}{m^2}$$

Ecuación de diseño

$$f_b \leq F_b$$

$$\frac{M_{max}}{S} \leq F_b$$

$$S \geq \frac{M_{max}}{F_b}$$

$$S = \frac{247\,079,38 Nm}{227\,700\,000 \frac{N}{m^2}} \times \frac{100^3 cm^3}{1 m^3} = 1\,085,11 cm^3$$

Del catálogo de DIPAC, tenemos:

IPE 400: $S_x = 1160 cm^3$

IPN 360: $S_x = 1\,090 cm^3$

Se escoge el perfil IPE 400 ya que es más liviano que el perfil IPN 360.

Longitud sin soporte lateral

$$L_c = \frac{76 \left(\frac{180}{25,4} \right) pulg}{\sqrt{50 ksi}} = 76,17 pulg = 1\,934,72 mm$$

$$L_c = \frac{20\,000}{\left(\frac{400}{180 \times 13,5} \times 25,4 pulg \right) 50 ksi} = 95,67 pulg = 2\,430,02 mm$$

Como se puede observar la longitud sin soporte lateral máxima (L_c) que se debe tener en el patín de compresión es 1 934,72 mm, dado que los durmientes se conectan al patín de compresión estos proporcionan el correspondiente soporte lateral al larguero, razón por la cual la longitud sin soporte lateral que se tiene es de 578 mm.

$$L_b = 578 mm < L_c \quad OK$$

Comprobación sección compacta

La especificación ASD B5.1 establece que para que un perfil I sea clasificado como compacto sus patines deben estar conectados continuamente al alma y la relación ancho espesor de sus elementos a compresión no debe ser mayor al valor dado en la tabla B5.1.

$$\frac{b}{t} < \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

Donde:

b = La mitad del ancho del patin

t = Espesor del patin

F_y = Esfuerzo de fluencia del patin (50ksi)

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{50 \text{ ksi}}} = 9,19$$

Perfil IPE 400:

Ancho del patin = 180 mm

Espesor del patin = 13,5 mm

$$\frac{b}{t} = \frac{90 \text{ mm}}{13,5 \text{ mm}} = 6,67 < 9,19 \quad \text{Por lo tanto el perfil seleccionado es compacto.}$$

4.5. VIGAS DE PISO

4.5.1. LONGITUD

Como se especificó en el apartado de la selección del ancho del puente, este tiene una distancia centro a centro de los traveses igual a 6m, por lo tanto para efectos de diseño se asume una longitud de vigas de piso igual a esta medida.

$$L_{vp} = 6 \text{ m}$$

4.5.2. CARGAS DE DISEÑO

4.5.2.1. Carga muerta

Peso de rieles, durmientes y larguero

El peso de los rieles, durmientes y largueros se trasmite a las vigas de piso como cargas muertas concentradas. Para determinar la posición de estas cargas es necesario determinar la separación de los largueros. La norma AREMA especifica que cuando la vía es apoyada por un par de largueros, la distancia entre ejes de centro no deberá ser inferior a 6,5 pies (1 981,2 mm), para efectos de diseño se toma como distancia entre ejes de centro igual a 2 metros. FEEP proporciona el siguiente ancho de vía o trocha.

“La trocha en los aparatos se ajustará a la trocha normal de vía, la cual tendrá un valor nominal de 1067 mm”²⁵

Por seguridad en puentes, túneles y viaductos se coloca contraríeles para así evitar un posible descarrilamiento, dado esto es necesario determinar la distancia de separación entre la cabeza del riel y contrariel, este último es una porción del riel, por lo cual tiene el mismo perfil (ARA 90).

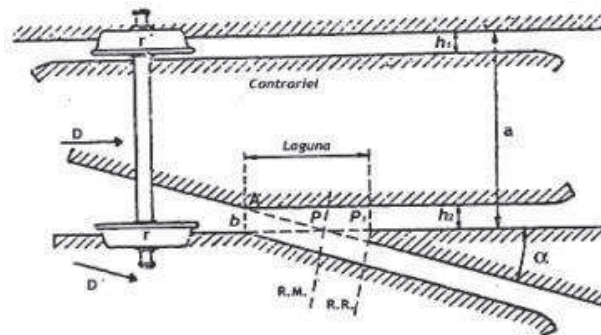


Figura 4.24. Teoría del cruzamiento cotas características

El valor de h_1 oscila generalmente entre 40 y 45 mm, con tolerancias de ± 2 a 5 mm.

²⁵Diseño de Rehabilitación de la Línea Férrea-Tramo Yaguachi- Bucay; 2010; Capítulo III, Rehabilitación Superestructura Yaguachi-Bucay; Pág. 35

Para efectos de diseño se escoge una $h_1=45$ mm

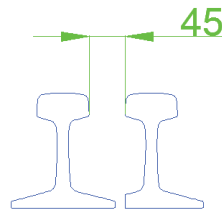


Figura 4.25. Esquema de riel y contrarriel

El perfil del riel ARA 90 tiene un ancho de cabeza igual a $2 \frac{9}{16}$ pulgadas, dado esto y las dimensiones antes mencionadas se tiene una longitud de centro a centro entre rieles igual a:

$$Longitud_{riel-riel} = \text{Ancho de vía} + \text{Ancho de la cabeza del riel}$$

$$L_{r-r} = 1067 \text{ mm} + 65 \text{ mm} = 1132 \text{ mm}$$

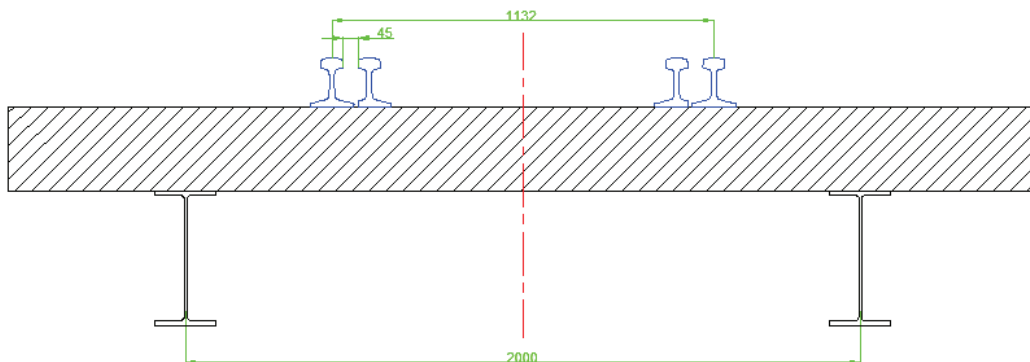


Figura 4.26. Distancia de riel a riel

Una vez determinadas las posiciones de las cargas muertas puntuales, se utiliza las reacciones en los apoyos de los largueros ya que sobre estos recae el peso del riel y contrarriel, durmientes y su propio peso.



Figura 4.27. Reacciones en el larguero producto de cargas muertas

$$R_1 = R_2 = 4\,784,82 \text{ N}$$

En una viga de piso convergen 2 pares de largueros, dispuestos a cada lado del alma, esto se puede observar en el siguiente esquema.

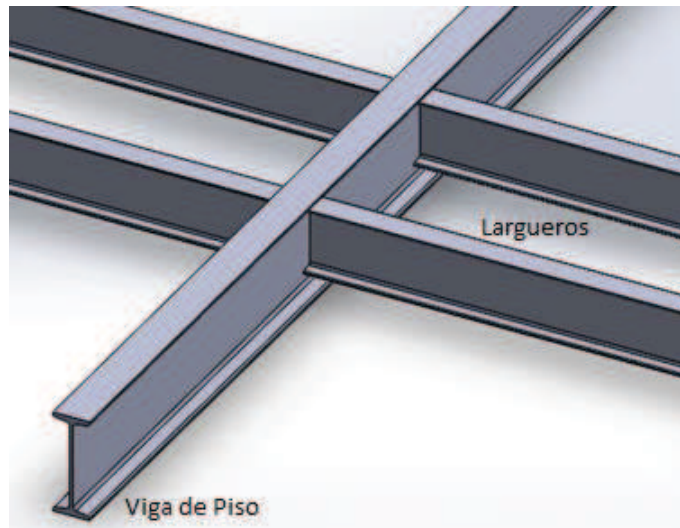


Figura 4.28. Esquema unión largueros a viga de piso

Dado esto tenemos:

$$F = 4\,784,82\text{ N}$$

Esta fuerza se aplica a cada lado del alma de la viga de piso ya que se conecta un larguero a cada lado. Por lo tanto en la viga de piso actúan dos cargas concentradas.

$$F' = 2 \times 4\,784,82\text{ N} = 9\,569,64\text{ N}$$



Figura 4.29. Carga muerta en la viga de piso

Peso propio de la viga

Para realizar el diseño se asume una carga distribuida por el peso propio de la viga.

$$q_v = 182 \frac{kg}{m} = 1\,784,81 \frac{N}{m}$$

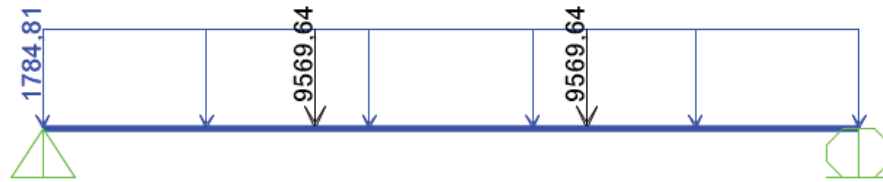


Figura 4.30. Carga Muerta

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.31. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 14\,924,07\,N$$

Diagrama de fuerza cortante

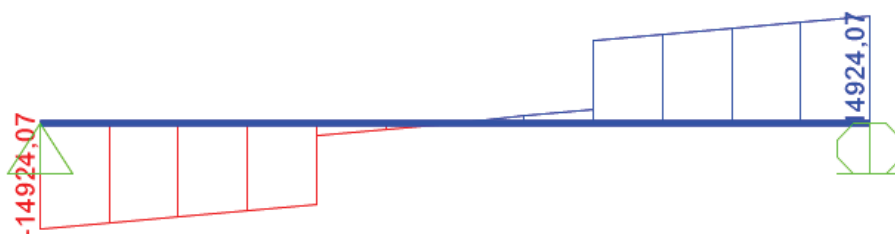


Figura 4.32. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 14\,924,07\,N \text{ a } 0\,m$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.33. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 27\,170,93 \text{ Nm a } 2,5 \text{ m}$$

4.5.2.2. Carga viva

Como se especifica en el diseño de largueros dada su longitud (2932 mm) sobre estos únicamente actúan al mismo tiempo dos cargas vivas puntuales de 178 kN, ya que estos se unen a cada lado del alma de la viga de piso se debe tomar en cuenta el comportamiento de la carga viva en posición crítica en el larguero conjuntamente con la viga de piso y el larguero adyacente.

Despreciando el espesor del alma de la viga de piso, se puede decir que al colocar las dos cargas vivas en posición crítica sobre el larguero, el larguero adyacente queda a pocos milímetros (98 mm) de la posición crítica. Por lo cual se puede asumir que cuando sobre un larguero la carga viva está en posición crítica el larguero adyacente también lo está. Esto se puede observar en la siguiente figura.



Figura 4.34. Reacciones

$$R_1 = 131\,826,04 \text{ N}$$

$$R_2 = 224\,173,96 \text{ N}$$

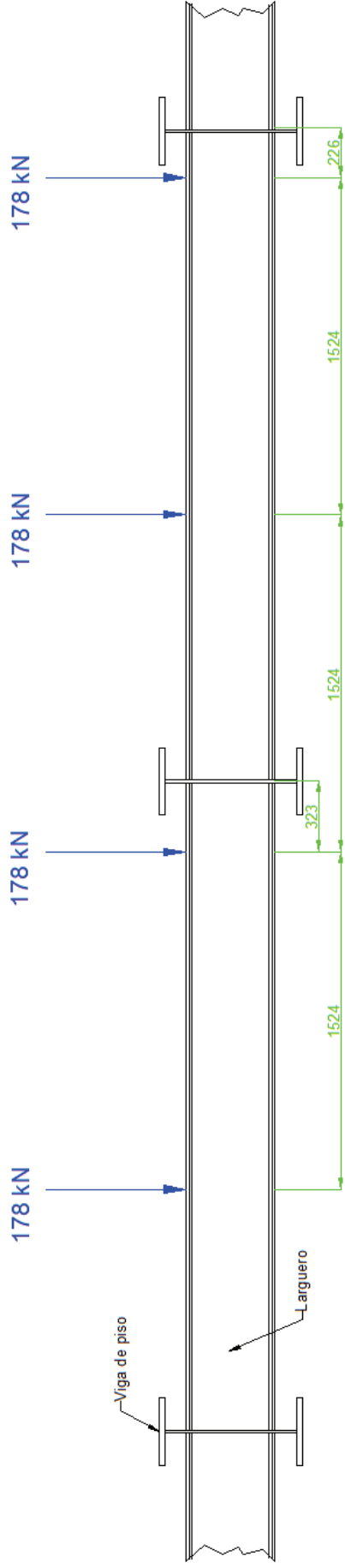


Figura 4.35. Carga viva actuando en el larguero y viga de piso

Dado esto se puede decir sobre la viga de piso actúan dos cargas puntuales y estas son iguales a la suma de las reacciones que provoca la carga viva en el larguero.

$$F = 131\,826,04\,N + 224\,173,96\,N$$

$$F = 356\,000\,N = 356\,kN$$



Figura 4.36. Posiciones de las cargas en la viga de piso

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.37. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 356\,000\,N$$

Diagrama de fuerza cortante



Figura 4.38. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 350\,000\text{ N a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector

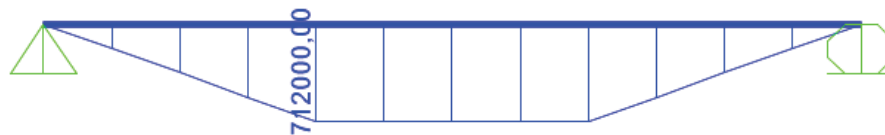


Figura 4.39. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 712\,000\text{ Nm a } 2,5\text{ m.}$$

4.5.2.3. Carga de impacto

Se utiliza la fórmula 1.3.1 ya que la longitud de la viga de piso (6000 m) es menor a 100 pies (30 480 mm).

$$I = RE + 60 - \frac{L^2}{500}$$

$$I = 10 + 60 - \frac{\left(6000\text{ mm} \times 1 \frac{\text{pulg}}{25,4\text{ mm}} \times 1 \frac{\text{pies}}{12\text{ pulg}}\right)^2}{500}$$

$$I = 69,22\%$$

Dado este porcentaje tenemos la carga por impacto, que al se localizan en las mismas posiciones de la carga viva.

$$F = 0,6922 \times 356\,000\text{ N} = 246\,423,2\text{ N}$$



Figura 4.40. Carga de impacto

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.41. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 246\,423,2\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante



Figura 4.42. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 246\,423,2\text{ kg a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector

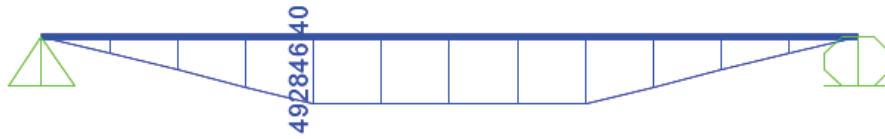


Figura 4.43. Diagrama del momento flector

$$M_{max} = 492\,846,4 \text{ Nm a } 3 \text{ m}$$

4.5.2.4. Carga de viento

Las vigas de piso se encuentran confinadas dentro del puente, dado esto se desprecia la carga de viento.

4.5.2.5. Carga lateral del equipo rodante

El eje más pesado de la carga viva es 80 klb (356 000 N), por lo tanto cada viga de piso recibe:

$$F = 0,25 \times 356\,000 \text{ N} = 89\,000 \text{ N}$$

4.5.2.6. Carga Longitudinal

Las vigas de piso son perpendiculares al eje del puente, dado esto no existe una carga longitudinal producto de la acción de la carga viva.

4.5.3. DISEÑO

Dado que en el país es difícil encontrar perfiles laminados en caliente de grandes dimensiones, las vigas de piso se las diseñará como una viga armada de patín ancho.

4.5.3.1. Combinaciones de carga

Tabla 4.10. Combinaciones de carga

Grupo	Tipo de carga	Cortante Max.	Momento Max.
		N	Nm
1	D	14924,07	27170,93
	L	356000,00	712000,00
	I	246423,20	492846,40
Total		617347,27	1232017,33
2	D	14924,07	27170,93
	W	0,00	0,00
Total		14924,07	27170,93
3	D	14924,07	27170,93
	L	356000,00	712000,00
	I	246423,20	492846,40
	0,3W	0,00	0,00
	WL	0,00	0,00
	LF	0,00	0,00
Total		617347,27	1232017,33

Fuente: Propia

Como se puede observar los momentos y cortantes del grupo I son mayores que los del grupo II y cuando se proyecta un aumento del 25% en el esfuerzo permisible son también mayores que el grupo III, por lo tanto se concluye que el diseño está gobernado por la combinación de cargas del grupo I.

$$V_{max} = 617\,347,27\,N$$

$$M_{max} = 1\,232\,017,33\,Nm$$

4.5.3.2. Diseño del alma

Para efectos de diseño se suma un peralte igual a:

$$d = 650\,mm$$

Asumiendo un ancho de patín igual a 26 mm tenemos un peralte de alma igual a:

$$h = 650 \text{ mm} - (2 \times 26) \text{ mm}$$

$$h = 598 \text{ mm}$$

Una sección compacta tiene un perfil lo suficientemente fuerte y con esto desarrolla una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse, es decir para el caso de vigas los patines y el alma no pandearan localmente antes de que ocurra el pandeo total del miembro. Dado esto se diseña una viga armada de patín ancho de sección compacta.

Según la tabla ASD B5.1 para que el alma sea compacta debe cumplirse la siguiente relación.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

Donde

h: Altura del alma

t_w: Espesor del alma

F_y: Esfuerzo de fluencia del material (ksi)

El material a utilizar es el ASTM A588, el cual tiene un $F_y=50$ ksi (345 MN/m²)

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{50}} = 90,51$$

$$t_w \geq 6,08 \text{ mm}$$

Para efectos de diseño se asume:

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{598}{12} = 49,83 < 90,51 \quad OK$$

Esfuerzo cortante permisible

La especificación ASD F4 establece que el esfuerzo permisible a corte depende de la siguiente relación:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_v = 0,4F_y$$

$$\frac{h}{t_w} > \frac{380}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) \leq 0,4F_y$$

Dado que:

$$\frac{380}{\sqrt{50}} = 53,74$$

$$\frac{h}{t_w} = 49,83 < 53,74$$

Por lo tanto se tiene:

$$F_v = 0,4 \times 345\,000 \text{ KN/m}^2$$

$$F_v = 138\,000\,000 \text{ N/m}^2$$

Esfuerzo cortante

Para efectos de diseño se utilizara el esfuerzo cortante medio.

$$\tau_{med} = \frac{V_{max}}{A}$$

Donde

τ_{med} : Esfuerzo cortante medio

V_{max} : Fuerza cortante máxima

A : Área de corte

$$\tau_{med} = \frac{617\,347,27 \text{ N}}{0,598 \times 0,012 \text{ m}^2} = 86\,029\,441,19 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 138\,000\,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad OK$$

La especificación ASD F5 establece que cuando la relación $h/t_w < 260$ y el esfuerzo cortante en el alma es menor al esfuerzo cortante permisible no son necesario atiesadores intermedios.

4.5.3.3. Diseño del patín

Para determinar las dimensiones del patín primero se determina el momento de inercia utilizando el teorema de los ejes paralelos.

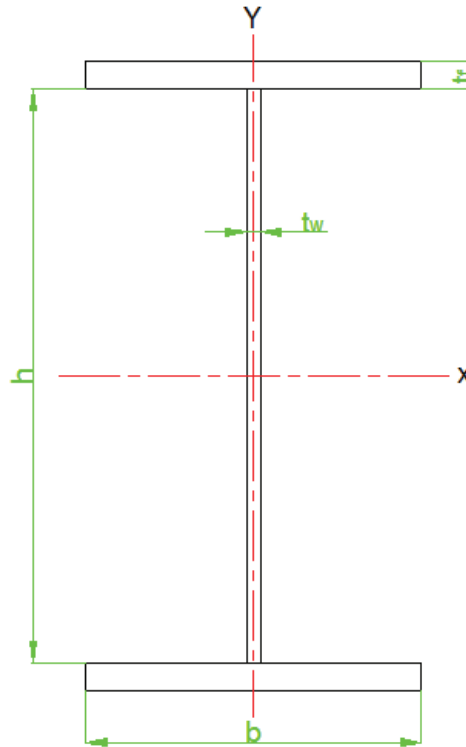


Figura 4.44. Esquema viga armada de patín ancho

$$I_x = \frac{t_w \times h^3}{12} + 2(t_f \times b) \left(\frac{h}{2} + t_f \right)^2 = \frac{t_w \times h^3}{12} + \frac{(t_f \times b)(h + t_f)^2}{2}$$

$$S_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h}{2} + t_f \right)}$$

$$S_x \left(\frac{h}{2} + t_f \right) = \frac{t_w \times h^3}{12} + \frac{(t_f \times b)(h + t_f)^2}{2}$$

$$b = \frac{2}{t_f (h + t_f)^2} \left[S_x \left(\frac{h}{2} + t_f \right) - \frac{t_w \times h^3}{12} \right]$$

$$f_b \leq F_b$$

$$F_b = \frac{M_{max}}{S_x}$$

$$b = \frac{2}{t_f (h + t_f)^2} \left[\frac{M_{max}}{F_b} \left(\frac{h}{2} + t_f \right) - \frac{t_w \times h^3}{12} \right]$$

Donde:

t_f : Espesor del patín

t_w : Espesor del alma

M_{max} : Momento máximo

F_b = Esfuerzo permisible por flexión ($0,66F_y$, se asume seccion compacta)

h : Altura del alma

Al asumir una sección compacta se debe comprobar que el perfil diseñado lo sea y además la longitud sin soporte lateral del patín de compresión (L_b) no debe exceder la longitud sin soporte lateral máxima (L_c) dada por el menor de los valores de las siguientes ecuaciones:

$$L_c = \frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ [pulgadas]}$$

$$L_c = \frac{20\,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} \text{ [pulgadas]}$$

$$b = \frac{2}{0,026(0,598 + 0,026)^2 m^3} \left[\frac{1\,232\,017,33 \text{ Nm}}{227\,700\,000 \frac{N}{m^2}} \left(\frac{0,598}{2} + 0,026 \right) m^4 - \frac{0,012 \times 0,598^3}{12} m^4 \right]$$

$$b_f = 0,3051 \text{ m} = 30,51 \text{ cm}$$

Sea:

$$b_f = 30,6 \text{ cm}$$

Propiedades de la sección

$$I_x = \frac{t_w \times h^3}{12} + \frac{(t_f \times b)(h + t_f)^2}{2}$$

$$I_x = \frac{1,2 \times 59,8^3}{12} \text{ cm}^4 + \frac{(2,6 \times 30,6)(59,8 + 2,6)^2}{2} \text{ cm}^4 = 176\,278,49 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h}{2} + t_f\right)}$$

$$S_x = \frac{176\,278,49}{\left(\frac{59,8}{2} + 2,6\right)} \text{ cm}^3 = 5\,423,95 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo

$$f_b = \frac{1\,232\,017,33 \text{ Nm}}{5\,423,95 \text{ cm}^3 \frac{1 \text{ m}^3}{100^3 \text{ cm}^3}} = 227\,143\,932 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 227\,700\,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{OK}$$

Comprobación del peso asumido

$$A = 2(0,306 \times 0,026) \text{ m}^2 + (0,598 \times 0,012) \text{ m}^2 = 0,023 \text{ m}^2$$

$$d_{\text{acero}} = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_v = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,023 \text{ m}^2 = 180,55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} < 182 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{OK}$$

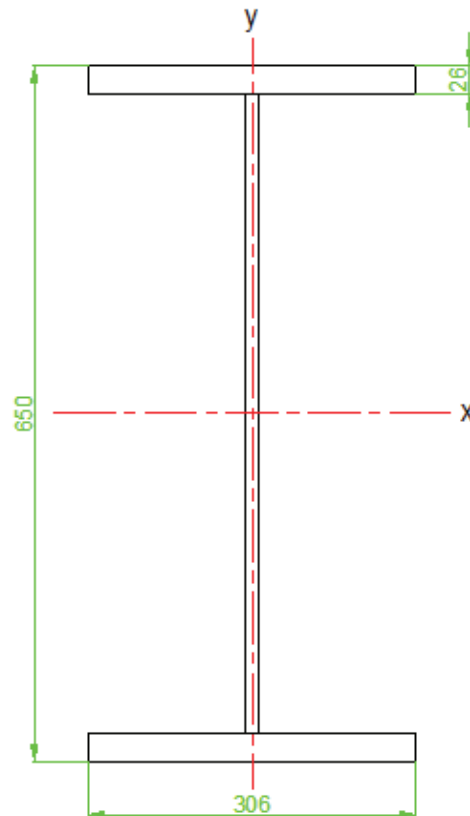


Figura 4.45. Sección transversal de la viga armada de patín ancho

Longitud sin soporte lateral

$$L_c = \frac{76 \left(\frac{306}{25,4} \right) \text{ pulg}}{\sqrt{50 \text{ ksi}}} = 129,48 \text{ pulg} = 3\,288,79 \text{ mm}$$

$$L_c = \frac{20\,000}{\left(\frac{650}{306 \times 26} \times 25,4 \text{ pulg} \right) 50 \text{ ksi}} = 192,75 \text{ pulg} = 4\,895,85 \text{ mm}$$

Como se puede observar la longitud sin soporte lateral máxima (L_c) que se debe tener en el patín de compresión es 3 288,79 mm, debido a que el larguero se conectan al alma su patín de compresión está distanciado 10 cm del patín de compresión de la viga de piso, dado esto se coloca un medio de unión (platinas) para conectar el patín de compresión del larguero con el de la viga de piso, proporcionando así el correspondiente soporte lateral.

De acuerdo a la ubicación de los largueros respecto a la viga de piso la longitud sin soporte lateral que se tiene es de 2 000 mm.

$$L_b = 2\,000 \text{ mm} < L_c \quad OK$$

Comprobación sección compacta

La especificación ASD B5.1 establece que para que un perfil I sea clasificado como compacto sus patines deben estar conectados continuamente al alma y la relación ancho espesor de sus elementos a compresión no debe ser mayor al valor dado en la tabla B5.1.

$$\frac{b}{t} < \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

Donde:

b = La mitad del ancho del patin

t = Espesor del patin

F_y = Esfuerzo de fluencia del patin (50ksi)

Para que los patines estén conectados continuamente al alma se los suelda a lo largo de toda la longitud de la viga.

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{50 \text{ ksi}}} = 9,19$$

Perfil diseñado:

$$\text{Ancho del patin} = 306 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor del patin} = 26 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{153 \text{ mm}}{26 \text{ mm}} = 5,88 < 9,19 \quad \text{Por lo tanto el perfil diseñado es compacto.}$$

4.6. TRABE

4.6.1. LONGITUD

El puente seleccionado tiene una longitud de 47 metros, dado esto las traveses armadas tienen esta longitud.

$$L_t = 47 \text{ m}$$

4.6.2. CARGAS DE DISEÑO

4.6.2.1. Carga muerta

Peso de rieles, durmientes, largueros y vigas de piso

El peso de los rieles, durmientes, largueros y vigas de piso se transmite a las traveses como cargas muertas concentradas. La posición de estas cargas es cada 2937,5 mm tal y como se menciona en la sección de diseño de largueros.

Estas cargas muertas concentradas son las reacciones que se generan en las vigas de piso producto de la carga muerta.

$$L = 2937,5 \text{ mm}$$



Figura 4.46. Reacciones por carga muerta en la viga de piso

$$R_1 = R_2 = 14\,924,07\text{ N}$$

Por lo tanto:

$$P = 14\,924,07\text{ N}$$

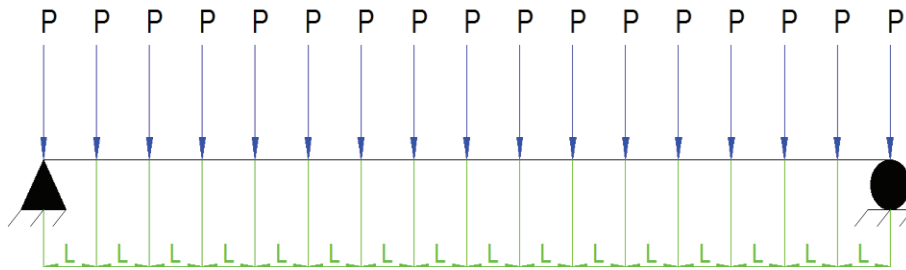


Figura 4.47. Carga muerta concentrada sobre la trabe

Peso propio de la trabe

Para realizar el diseño se asume una carga uniformemente distribuida igual a 1220 kg/m.

$$q_v = 1220 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 11\,964,11 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

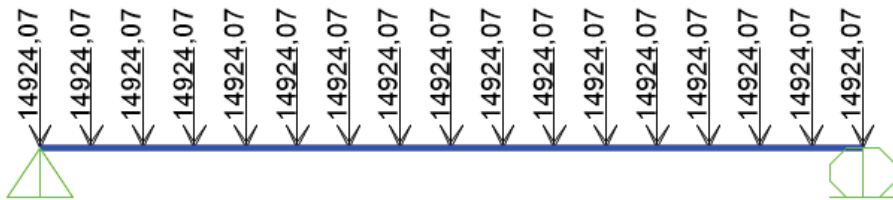


Figura 4.48. Cargas muertas concentradas

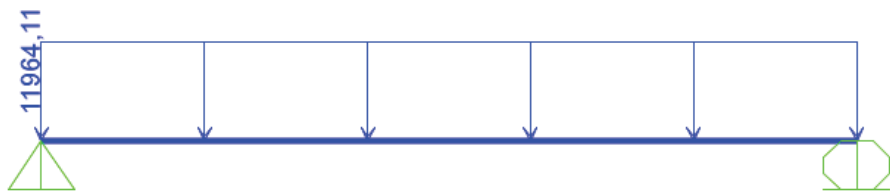


Figura 4.49. Carga muerta uniformemente distribuida

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.50. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 408\,011,18\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

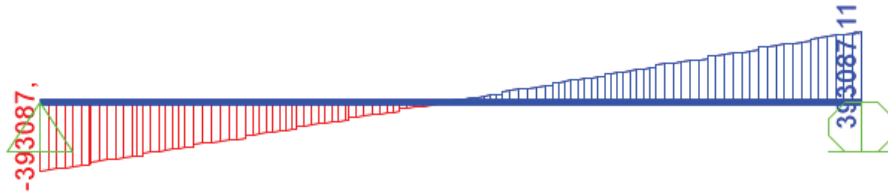


Figura 4.51. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 393\,087,11\text{ N a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.52. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 4\,706\,452,45\text{ Nm a } 23,5\text{ m}$$

4.6.2.2. Carga Viva

Se analiza la acción de la carga viva en tres posibles casos:

- Carga viva totalmente cargada sobre el puente
- Carga viva localizada según el punto crítico
- Carga viva uniformemente distribuida generada por vagones (tender)

a. Carga viva totalmente cargada sobre el puente

La carga viva está conformada por una serie de cargas concentradas y una uniformemente distribuida, dado esto se analiza el comportamiento de la trabe cuando sobre la totalidad de su longitud actúa la carga viva.

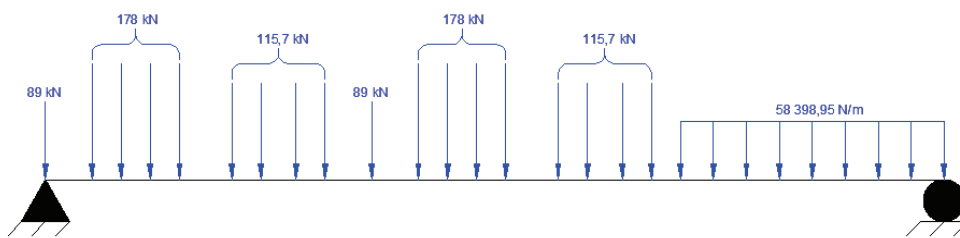


Figura 4.53. Carga viva actuando en la totalidad de la trabe

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.54. Reacciones

$$R_1 = 1\,803\,303,3\text{ N}$$

$$R_2 = 1\,528\,847,3\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

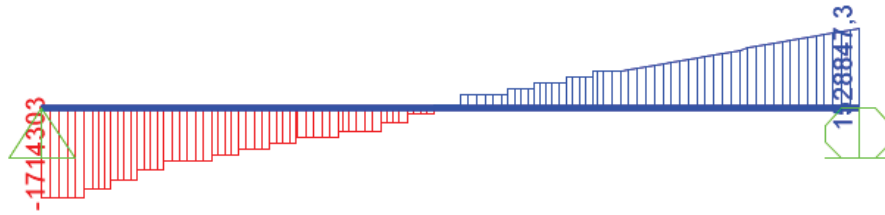


Figura 4.55. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 1\,714\,303,33\text{ N a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.56. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 19\,872\,730,30\text{ Nm a } 22,5552\text{ m}$$

b. Carga viva según punto crítico

Al igual que en el diseño de largueros se determina el punto crítico en el cual la carga viva provoca el mayor esfuerzo en la trabe. Para evitar manejar números grandes se utiliza la carga viva en unidades inglesas. Dado que se necesita cargas puntuales móviles para analizar el punto crítico se asume una longitud de 36 pies de carga uniformemente distribuida.

$$q = 4 \frac{\text{klb}}{\text{pie}} \times 36\text{pie} = 144\text{ klb}$$

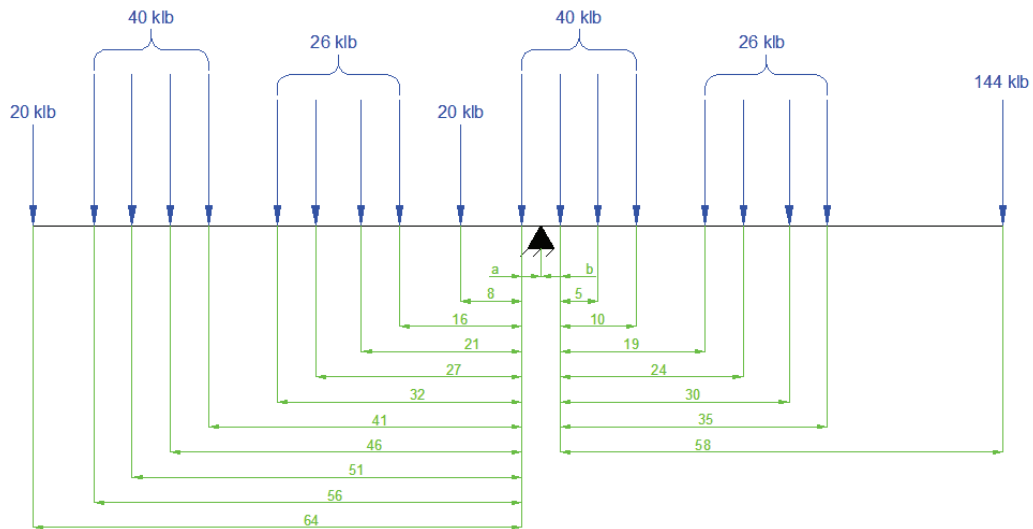


Figura 4.57. Determinación del centro de gravedad de las cargas vivas móviles

$$\sum M_0 = 0$$

$$20(a + 64) + 40(4a + 194) + 26(4a + 96) + 20(a + 8) + 40a$$

$$= 40(3b + 15) + 26(4b + 108) + 144(b + 58)$$

$$344a + 11696 = 368b + 11760$$

$$a + b = 5$$

$$344(5 - b) = 368b - 11760$$

$$b = \frac{1656}{712} = 2,32 \text{ pies}$$

$$b = 707,136 \text{ mm} \approx 707 \text{ mm}$$

$$a = 817 \text{ mm}$$

“El momento máximo en una viga con una serie de cargas concentradas móviles generalmente ocurrirá bajo la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas sobre la viga, cuando la distancia del centro de gravedad de las cargas al centro de la viga y la distancia del centro de la viga a la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas es la misma”²⁶

²⁶James K. Nelson, Jr. Y Jack C. McCormac; 2006; Análisis de Estructuras Método Clásico y Matricial, Tercera Edición, página 229

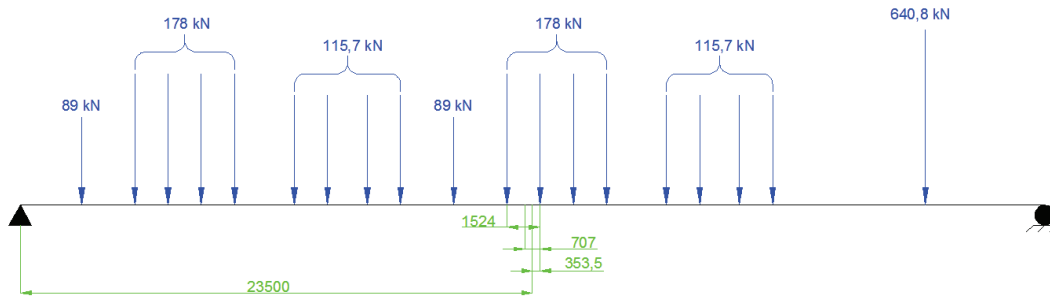


Figura 4.58. Carga viva en posición crítica

Tomando como referencia las longitudes calculadas, las cuales se muestran en la figura, tenemos:

$$L = 353,5\text{mm} + 23164,8\text{ mm} = 23\ 518,3\text{ mm}$$

Dada esta longitud se puede observar que esta es ligeramente mayor a la mitad de la longitud del puente (23500 mm), exactamente superior en 18,3 mm y ya que transformando la carga distribuida en una carga puntual esta se incrementa mientras mayor sea la longitud, se puede despreciar esta pequeña diferencia. Por lo tanto se puede decir que la longitud asumida (36 pies) de carga uniformemente distribuida queda dentro de la longitud del puente por lo cual el análisis es válido.

Para poder comprobar la diferencia entre la carga puntual asumida y la carga distribuida se realiza las reacciones y diagramas para los dos casos.

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.59. Reacciones, carga puntual

$$R_1 = 1\,608\,159,6\text{ N}$$

$$R_2 = 1\,560\,240,4\text{ N}$$



Figura 4.60. Reacciones, carga distribuida

$$R_1 = 1\,608\,159,8\text{ N}$$

$$R_2 = 1\,559\,171,5\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

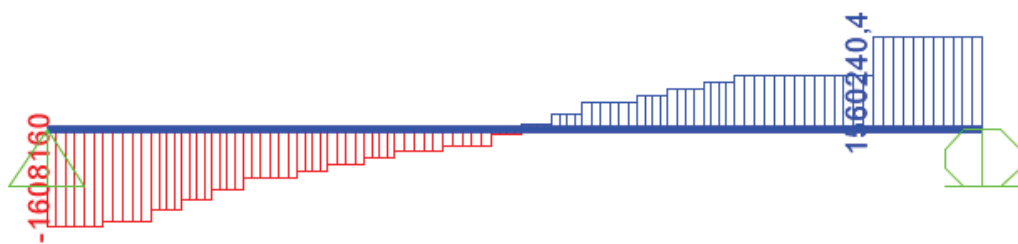


Figura 4.61. Diagrama de fuerza cortante, carga puntual

$$V_{max} = 1\,608\,159,63\text{ N a } 0\text{ m}$$

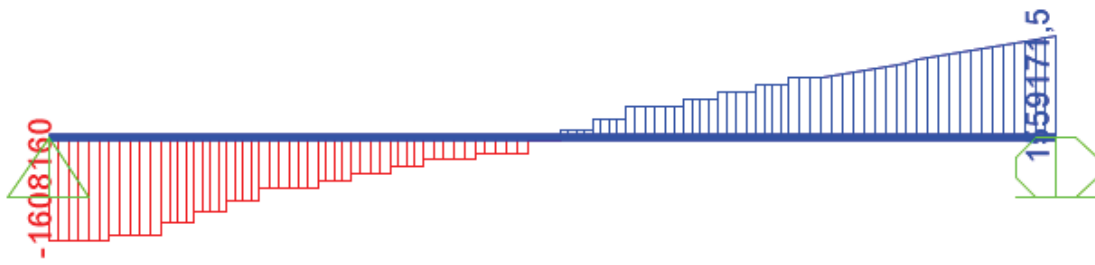


Figura 4.62. Diagrama de fuerza cortante, carga distribuida

$$V_{max} = 1\,608\,159,84\text{ N a }0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector

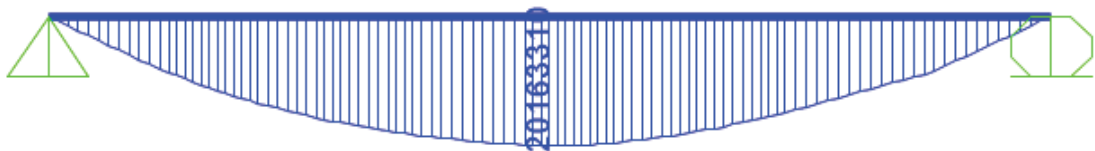


Figura 4.63. Diagrama de momento flector, carga puntual

$$M_{max} = 20\,163\,310,05\text{ Nm a }23,8535\text{ m}$$



Figura 4.64. Diagrama de momento flector, carga distribuida

$$M_{max} = 20\,163\,315,01\text{ Nm a }23,8535\text{ m}$$

Como se puede observar en cada uno de los diagramas tanto para cuando se asume una carga puntual, como cuando se trabaja con la carga distribuida existen pequeñas variaciones. Dado que la norma AREMA recomienda que se trabaje con las cargas tal y como las estipula para efectos de diseño se tomara los valores de fuerzas y momentos generados con la carga distribuida.

c. Carga viva uniformemente distribuida generada por vagones (tender)

La carga viva generada por los vagones es uniformemente distribuida, por lo tanto tenemos:

$$q_{\text{vagones}} = 4\,000 \frac{\text{klb}}{\text{pie}^2} = 58\,398,95 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

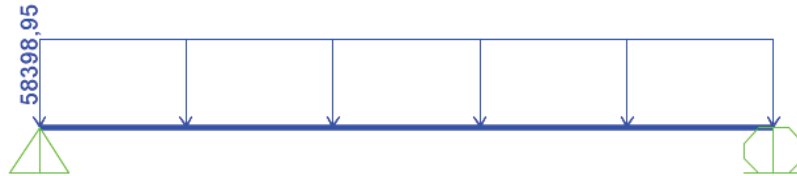


Figura 4.65. Carga viva uniformemente distribuida por vagones

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.66. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 1\,372\,375,32 \text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

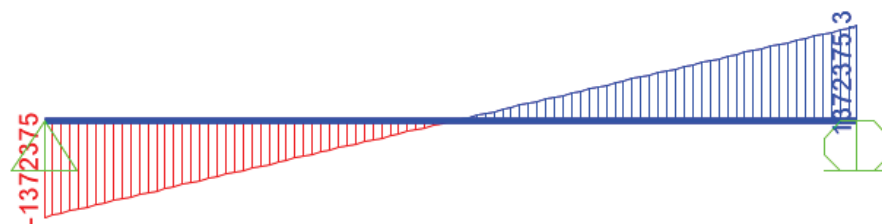


Figura 4.67. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{\text{max}} = 1\,372\,375,32 \text{ N a } 0 \text{ m}$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.68. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 16\,125\,410,07 \text{ Nm a } 23,5 \text{ m}$$

Como se puede observar la ubicación en la cual la carga viva que produce mayores reacciones, fuerzas cortantes y momentos flectores es cuando esta se ubica en su punto crítico, descrito en el literal (b).

4.6.2.3. Carga de impacto

La longitud de la trabe (47 m) es mayor a 100 pies (30,48 m), por lo tanto se utiliza la siguiente formula:

$$I = RE + 10 + \frac{1\,800}{L - 40}$$

$$I = 10 + 10 - \frac{1800}{\left(47 \text{ m} \times \frac{1 \text{ pulg}}{0,0254 \text{ m}} \times \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ pulg}}\right) - 40}$$

$$I = 35,76 \%$$

La carga por impacto se localiza en las mismas posiciones de la carga viva y es igual a 0,3576 veces su valor, esto se puede observar en la siguiente figura.

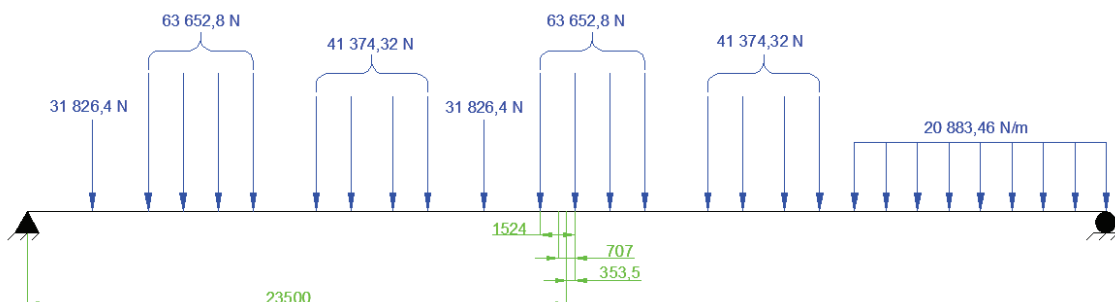


Figura 4.69. Carga de impacto en posición crítica

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.70. Reacciones

$$R_1 = 575\,077,95\text{ N}$$

$$R_2 = 557\,559,67\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

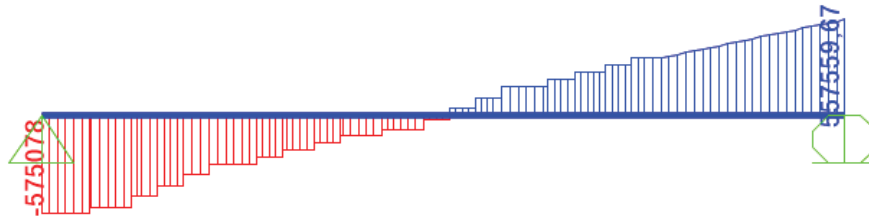


Figura 4.71. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 575\,077,95\text{ N a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.72. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 7\,210\,401,31\text{ Nm a } 23,8535\text{ m}$$

4.6.2.4. Carga de viento sobre el puente cargado

Se analiza la acción del viento actuando sobre la estructura carga, es decir cuando sobre el puente ese encuentra la carga viva. Por lo tanto tenemos los siguientes casos:

- Viento transversal sobre la carga viva
- Viento transversal sobre la estructura
- Viento longitudinal sobre la carga viva
- Viento longitudinal sobre la estructura

a. Viento transversal sobre la carga viva

Sobre la carga viva actúa una carga igual a 300 lb/pie (4 379,92 N/m) actuando a una distancia igual a 8 pies (2438,4 mm) sobre la parte superior del riel.

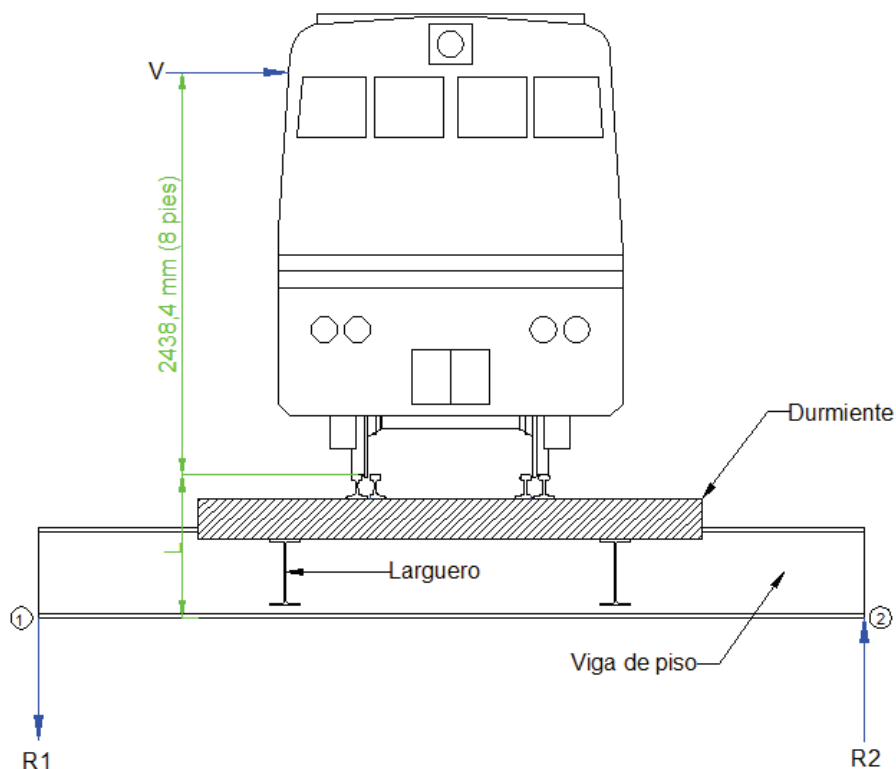


Figura 4.73. Carga de viento transversal sobre el tren.

Como se puede observar en la figura es necesario determinar la longitud de L , para así calcular el valor de la reacción $R2$ la cual es la que provoca la flexión la trabe.

$$L = \frac{\text{Peralte}_{vp}}{2} + \frac{\text{Peralte}_L}{2} + H_d + H_r$$

Donde:

Peralte_{vp} = Peralte de la viga de piso

Peralte_L = Peralte del larguero

H_d = Altura del durmiente

H_r = Altura del riel

$$L = \left(\frac{650}{2} + \frac{400}{2} + 25 + 143 \right) \text{mm} = 693 \text{mm}$$

Para determinar el valor de la reacción R2 se realiza una sumatoria de momentos en la posición 1.

$$\begin{aligned} \sum M_1 &= 0 \\ R_2 \times 6 \text{ m} &= V \times \frac{(2438,4 + 693)}{1000} \text{ m} \\ q_2 &= \left(\frac{1}{6} \right) \times 4\,379,92 \times \frac{(2438,4 + 693) \text{ N}}{1000 \text{ m}} \\ q_2 &= 2\,285,88 \frac{\text{N}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\begin{aligned} \sum F_y &= 0 \\ q_1 &= q_2 = 2\,285,88 \frac{\text{N}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Para efectos de diseño se asume que las vigas de piso genera sobre la trabe una carga uniformemente distribuida de valor igual a las reacciones antes calculadas.

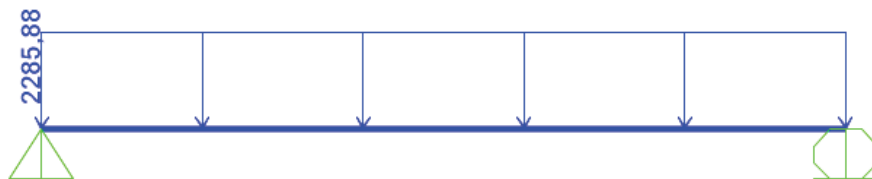


Figura 4.74. Carga uniformemente distribuida por efectos de viento transversal.

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.75. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 53\,718,18\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

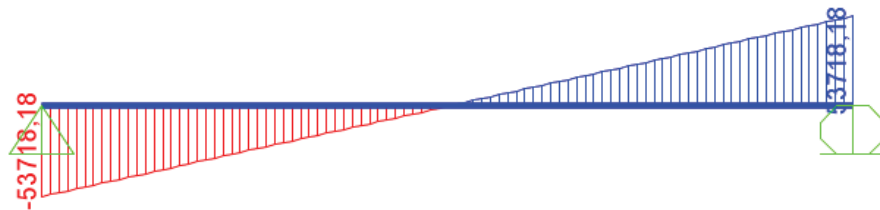


Figura 4.76. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 53\,718,18\text{ N a } 0\text{ m}$$

Diagrama de momento flector

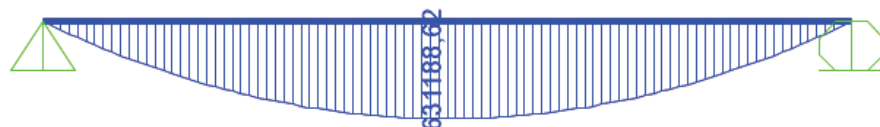


Figura 4.77. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 631\,188,62\text{ Nm a } 23,5\text{ m}$$

b. Viento transversal sobre la estructura

La carga de viento sobre la estructura es igual a 30 lb/pie² (1436,98 N/m²), la cual actúa en 1,5 veces la proyección vertical.

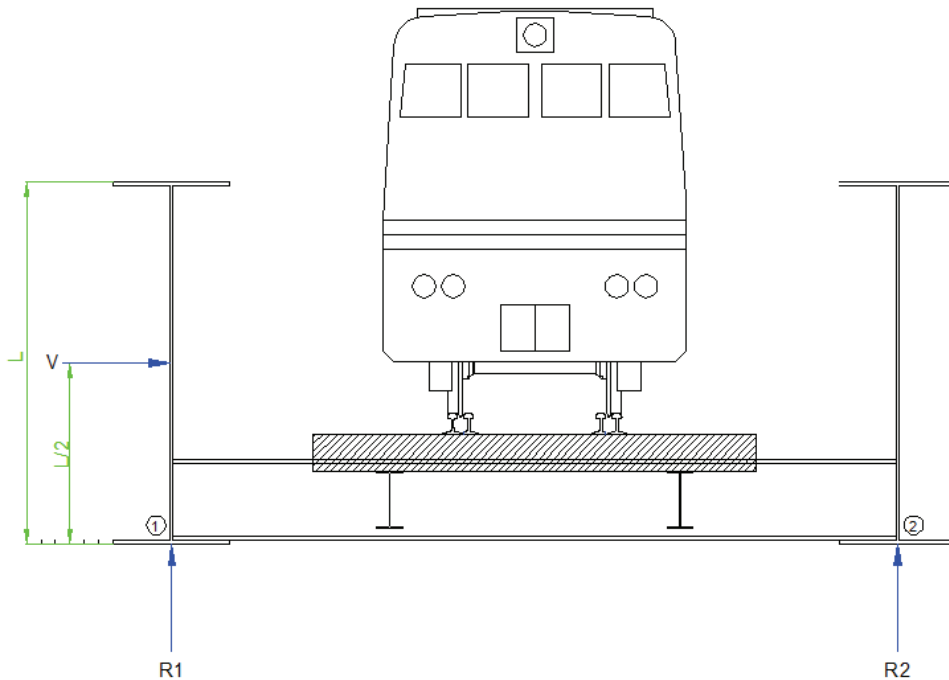


Figura 4.78. Carga de viento transversal sobre la estructura

Para efectos de diseño se asume una proyección vertical de 2,5 m. dado esto tenemos:

$$V = 1\,436,98 \frac{N}{m^2} \times 2,5\,m \times 1,5$$

$$V = 5\,388,68 \frac{N}{m}$$

Para determinar el valor de la reacción R2 se realiza una sumatoria de momentos en la posición 1.

$$\sum M_1 = 0$$

$$q_2 \times 6\,m = V \times 1,25\,m$$

$$q_2 = \left(\frac{1}{6}\right) \times 5\,388,68 \times 1,25 \frac{N}{m}$$

$$q_2 = 1\,122,64 \frac{N}{m}$$

Para calcular el valor de R_1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$q_1 = q_2 = 1\,122,64 \frac{N}{m}$$

Para efectos de diseño se asume que las vigas de piso genera sobre la trabe una carga uniformemente distribuida de valor igual a las reacciones antes calculadas.

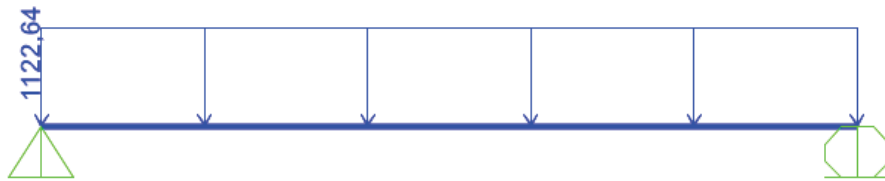


Figura 4.79. Carga uniformemente distribuida por efectos de viento transversal.

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.80. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 26\,382,04 \text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

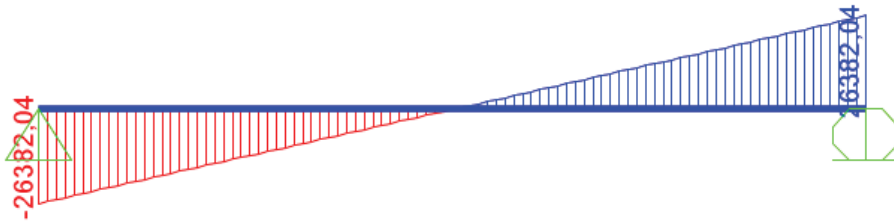


Figura 4.81. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 26\,382,04 \text{ N a } 0 \text{ m}$$

Diagrama de momento flector

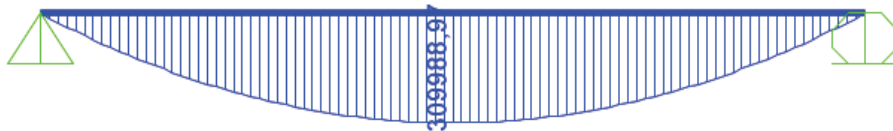


Figura 4.82. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 309\,988,97 \text{ Nm a } 23,5 \text{ m}$$

c. Viento longitudinal sobre la carga viva

De igual manera que en el caso en el cual el viento actuaba transversalmente sobre la carga viva, la carga es igual a 300 lb/pie (4 379,92 N/m) actuando a una distancia igual a 8 pies (2438,4 mm) sobre la parte superior del riel.

Dado que no existe un desalineamiento entre el eje longitudinal del puente y del carril, se divide en dos la carga de viento que recibiría la carga viva (tren) y que a su vez le transmitirá a cada uno de los traves.

$$V' = \frac{V}{2}$$

$$V' = \frac{4\,379,92 \text{ N/m}}{2} = 2\,189,96 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

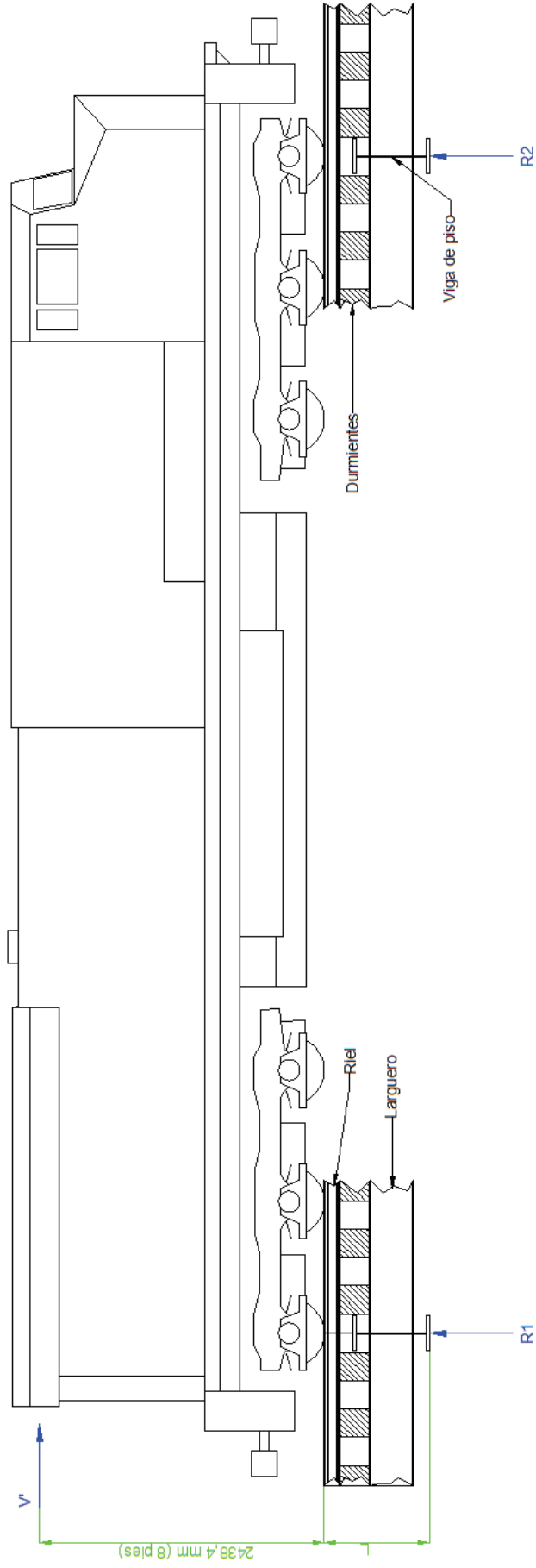


Figura 4.83. Esquema de carga de viento longitudinal y sus reacciones

La carga de viento longitudinal impone en los apoyos del puente una fuerza vertical y una horizontal, dado que esta carga genera un empuje a lo largo de toda la longitud del puente para obtener su valor se toma en cuenta esta longitud y no la altura a la cual actúa. Para calcular el valor de la reacción R2 se realiza una sumatoria de momentos en la posición 1.

$$\sum M_1 = 0$$

$$R_2 \times 47 \text{ m} = (V' \times 47 \text{ m}) \times \frac{(2\,438,4 + 693) \text{ N}}{1000 \text{ m}}$$

$$R_2 = 2\,189,96 \times \frac{(2\,438,4 + 643)}{1000} \text{ N}$$

$$R_2 = 6\,857,64 \text{ N}$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$R_1 = R_2 = 6\,857,64 \text{ N}$$

La fuerza horizontal que produce la carga de viento longitudinal es:

$$H = 2\,189,96 \frac{\text{N}}{\text{m}} \times 47 \text{ m} = 102\,928,12 \text{ N}$$

d. Viento longitudinal sobre la estructura

La carga de viento sobre la estructura es igual a 30 lb/pie² (1436,98 N/m²), la cual actúa en 1,5 veces la proyección vertical.

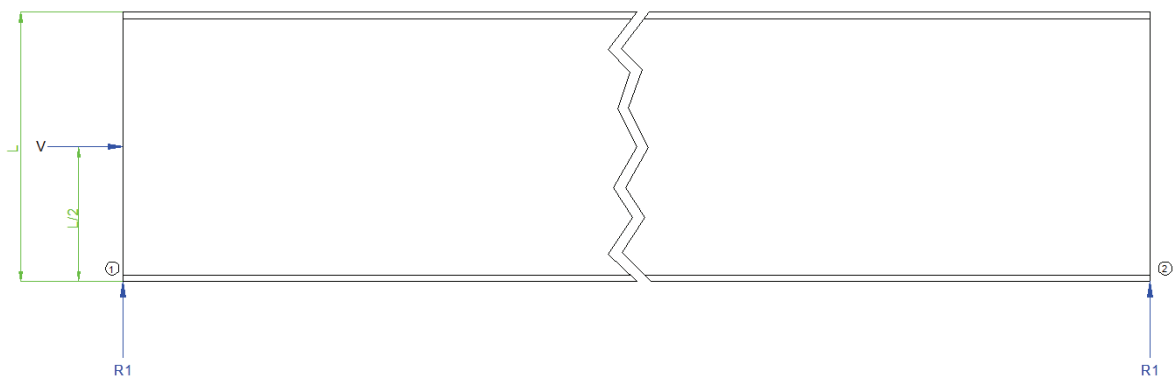


Figura 4.84. Carga de viento actuando longitudinalmente sobre la estructura

Para efectos de diseño se asume una proyección vertical de 2,5 m. dado esto tenemos:

$$V = 1436,98 \frac{N}{m^2} \times 2,5 m \times 1,5$$

$$V = 5388,68 \frac{N}{m}$$

Dado que no existe un desalineamiento entre el eje longitudinal del puente y del carril, se divide en dos la carga de viento que recibiría la estructura y que a su vez le transmitirá a cada uno de los travesaños.

$$V' = \frac{V}{2}$$

$$V' = \left(\frac{1}{2}\right) \times 5388,68 \frac{N}{m} = 2\,694,34 \frac{N}{m}$$

De igual manera que en el caso (b) la carga de viento longitudinal impone en los apoyos del puente una fuerza vertical y una horizontal, dado que esta carga genera un empuje a lo largo de toda la longitud del puente para obtener su valor se toma en cuenta esta longitud y no la altura a la cual actúa. Para determinar el valor de la reacción R2 se realiza una sumatoria de momentos en la posición 1.

$$\sum M_1 = 0$$

$$R_2 \times 47 m = (V' \times 47 m) \times 1,25 m$$

$$R_2 = 2\,694,34 \times 1,25 \frac{N}{m}$$

$$R_2 = 3\,367,92 N$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$R_1 = R_2 = 3\,367,92 N$$

La fuerza horizontal que produce la carga de viento longitudinal sobre la estructura es:

$$H = 2\,694,34 \frac{N}{m} \times 47 m = 126\,633,98 N$$

4.6.2.5. Carga de viento sobre el puente descargado

Se analiza la acción del viento actuando sobre la estructura, por lo tanto tenemos los siguientes casos:

- a. Viento transversal sobre la estructura
- b. Viento longitudinal sobre la estructura

a. Viento transversal sobre la estructura

El procedimiento es el mismo utilizado anteriormente, la única diferencia radica en un aumento de la carga, que pasa de 30 a 50 lb/pie² (2 394,97 N/m²). Para efectos de diseño se asume una proyección vertical de 2.5 m, dado esto tenemos:

$$V = 2\,394,97 \frac{N}{m^2} \times 2,5 \, m \times 1,5$$

$$V = 8\,981,14 \frac{N}{m}$$

Para determinar el valor de la reacción R2 se realiza una sumatoria de momentos en la posición 1.

$$\sum M_1 = 0$$

$$q_2 \times 6 \, m = V \times 1,25 \, m$$

$$q_2 = \left(\frac{1}{6}\right) \times 8\,981,14 \times 1,25 \frac{N}{m}$$

$$q_2 = 1\,871,07 \frac{N}{m}$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$q_1 = q_2 = 1\,871,07 \frac{N}{m}$$

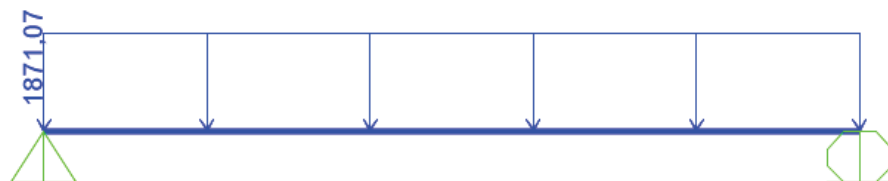


Figura 4.85. Carga uniformemente distribuida por efectos de viento transversal.

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones



Figura 4.86. Reacciones

$$R_1 = R_2 = 43\,970,15\text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

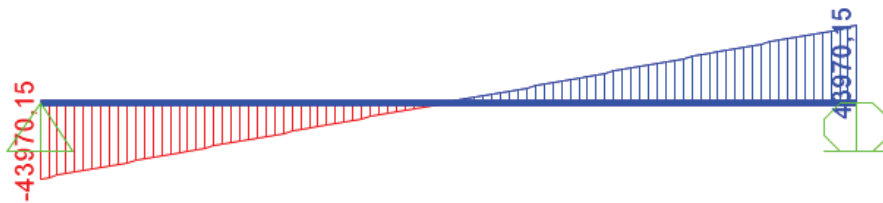


Figura 4.87. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 43\,970,15\text{ N}$$

Diagrama de momento flector



Figura 4.88. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 516\,649,20\text{ Nm}$$

b. Viento longitudinal sobre la estructura

La carga de viento sobre la estructura es igual a 50 lb/pie² (2394,97 N/m²), la cual actúa en 1,5 veces la proyección vertical.

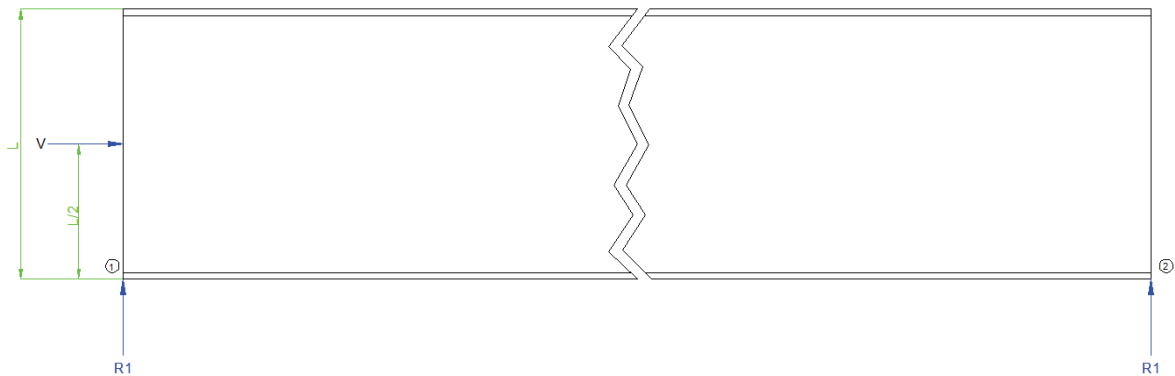


Figura 4.89. Carga de viento actuando longitudinalmente sobre la estructura

Para efectos de diseño se asume una proyección vertical de 2,5 m. dado esto tenemos:

$$V = 2\,394,97 \frac{N}{m^2} \times 2,5 \, m \times 1,5$$

$$V = 8\,981,14 \frac{N}{m}$$

Dado que no existe un desalineamiento entre el eje longitudinal del puente y del carril, se divide en dos la carga de viento que recibiría la estructura y que a su vez le transmitirá a cada uno de los travesaños.

$$V' = \frac{V}{2}$$

$$V' = \left(\frac{1}{2}\right) \times 8\,981,14 \frac{N}{m} = 4\,490,57 \frac{N}{m}$$

La carga de viento longitudinal impone en los apoyos del puente una fuerza vertical y una horizontal, dado que esta carga genera un empuje a lo largo de toda la longitud del puente para obtener su valor se toma en cuenta esta longitud y no la altura a la cual actúa. Para determinar el valor de la reacción R2 se realiza una sumatoria de momentos en la posición 1.

$$\sum M_1 = 0$$

$$R_2 \times 47 \text{ m} = (V' \times 47 \text{ m}) \times 1,25 \text{ m}$$

$$R_2 = 4\,490,57 \times 1,25 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$R_2 = 5\,613,21 \text{ N}$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$R_1 = R_2 = 5\,613,21 \text{ N}$$

La fuerza horizontal que produce la carga de viento longitudinal sobre la estructura es:

$$H = 4\,490,57 \frac{\text{N}}{\text{m}} \times 47 \text{ m} = 255\,962,49 \text{ N}$$

4.6.2.6. Carga longitudinal

La carga longitudinal es un porcentaje de la carga viva, ya que la carga viva es una serie de cargas concentradas y una carga uniformemente distribuida, para efectos de diseño se tomar la máxima reacción que genera la carga viva sobre el trabe.

$$R_{max} = 1\,608\,159,63 \text{ N}$$

Los rieles son continuos durante toda la longitud del puente, por lo tanto la carga longitudinal produce una fuerza horizontal por cada trabe igual a:

$$H = 0,15 \times 1\,608\,159,63 \text{ N} \times \left(\frac{47 \text{ m} \left(\frac{1 \text{ pulg}}{0,0254 \text{ m}} \times \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ pulg}} \right)}{1\,200} \right)$$

$$H = 30\,997,17 \text{ N}$$

Ya que esta fuerza se aplica en la base del riel produce un momento a la trabe, el cual debe ser resistido por un par formado por las reacciones que se generan en los apoyos.

$$\sum M_1 = 0$$

$$R_2 \times 47 \text{ m} = H \times 0,693 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{30\,997,17\text{ N} \times 0,693\text{ m}}{47\text{ m}}$$

$$R_2 = 457,04\text{ N}$$

Para calcular el valor de R1 se realiza una sumatoria de fuerzas verticales.

$$\sum F_y = 0$$

$$R_1 = R_2 = 457,04\text{ N}$$

4.6.3. DISEÑO

Como se mencionó anteriormente las vigas principales serán trabes armadas, dada su facilidad de construcción y su vigencia en proyectos viales.

4.6.3.1. Combinaciones de carga

Tabla 4.11. Combinaciones de carga

Grupo	Tipo de carga	Cortante max.	Momento max.
		N	Nm
1	D	393087,11	4706452,45
	L	1608159,84	20163315,01
	I	575077,95	7210401,31
Total		2576324,90	32080168,77
2	D	393087,11	4706452,45
	W	43970,15	516649,20
Total		437057,26	5223101,65
3	D	393087,11	4706452,45
	L	1608159,84	20163315,01
	I	575077,95	7210401,31
	0,3W	13191,05	154994,76
	WL	80100,22	941177,59
	LF	0	457,04
Total		2669616,17	33176798,16

Fuente: Propia

Como se puede observar los momentos y cortantes del grupo I son mayores que los del grupo II y cuando se proyecta un aumento del 25% en el esfuerzo permisible son también mayores que el grupo III, por lo tanto se concluye que el diseño está gobernado por la combinación de cargas del grupo I.

$$V_{max} = 2\,576\,324,9\,N$$

$$M_{max} = 32\,080\,168,77\,Nm$$

4.6.3.2. Diseño del alma

La norma AASHTO 2002, especifica que el peralte para vigas debe ser como mínimo 1/25 veces la longitud del puente.

$$P = L \left(\frac{1}{25} \right)$$

$$P = 47000\,mm \times \left(\frac{1}{25} \right)$$

$$P = 1880\,mm$$

Para efectos de diseño se toma un peralte de alma 2,5 m.

$$h = 2500\,mm$$

La especificación ASD G2, establece que para no tener que reducir el esfuerzo permisible por flexión en el patín se tiene que cumplir la siguiente relación.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

Dónde:

h: Altura del alma

t_w: Espesor del alma

F_y: Esfuerzo de fluencia del material (ksi)

El material a utilizar es el ASTM A588, el cual tiene un $F_y=50$ ksi (345 MN/m²)

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{970}{\sqrt{50}} = 137,18$$

$$t_w \geq 18,22\,mm$$

Si se usan atiesadores espaciados a no más de 1,5 veces la distancia entre patines.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_{yf}}}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2000}{\sqrt{50}} = 282,84$$

$$t_w \geq 8,84 \text{ mm}$$

Para efectos de diseño se asume:

$$t_w = 18 \text{ mm}$$

Dado que se escogió un espesor de alma menor a 18,22 se tiene que calcular el esfuerzo permisible reducido por flexión para el patín.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{2500}{18} = 138,89$$

4.6.3.3. Diseño del patín

Se utiliza la formula simplificada:

$$b = \frac{2}{t_f(h + t_f)^2} \left[\frac{M_{max}}{F_b} \left(\frac{h}{2} + t_f \right) - \frac{t_w \times h^3}{12} \right]$$

Donde:

t_f : Espesor del patín

t_w : Espesor del alma

M_{max} : Momento máximo

F_b = Esfuerzo permisible por flexión ($0,6F_y$, secciones no compactas)

h : Altura del alma

Sea:

$$t_f = 62 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{0,062(2,5 + 0,062)^2 m^3} \left[\frac{32\ 080\ 168,77 \text{ N} \cdot m}{207\ 000\ 000 \frac{N}{m^2}} \left(\frac{2,5}{2} + 0,062 \right) m^4 - \frac{0,018 \times 2,5^3}{12} m^4 \right]$$

$$b_f = 0,8841 \text{ m}$$

Sea:

$$b_f = 889 \text{ mm}$$

Revisión por pandeo local

Se utiliza la tabla B5.1 para el caso de patines de vigas de forma I soldadas en flexión (no compactas)

$$\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}}$$

Dónde:

b = Mitad del ancho del patín

t = Espesor del patín

k_c = Coeficiente de sujeción para elementos comprimidos

F_y = Esfuerzo de fluencia

Caso 1

$$\frac{h}{t} > 70$$

$$k_c = \frac{4,05}{\left(\frac{h}{t}\right)^{0,46}}$$

Caso 2

$$\frac{h}{t} \leq 70$$

$$k_c = 1$$

$$\frac{h}{t} = \frac{2500}{18} = 138,89$$

$$k_c = \frac{4,05}{\left(\frac{2500}{18}\right)^{0,46}} = 0,42$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{0,42}} = 8,71$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{889}{2 \times 62} = 7,17 < 8,71 \quad OK$$

Propiedades de la sección en su eje fuerte

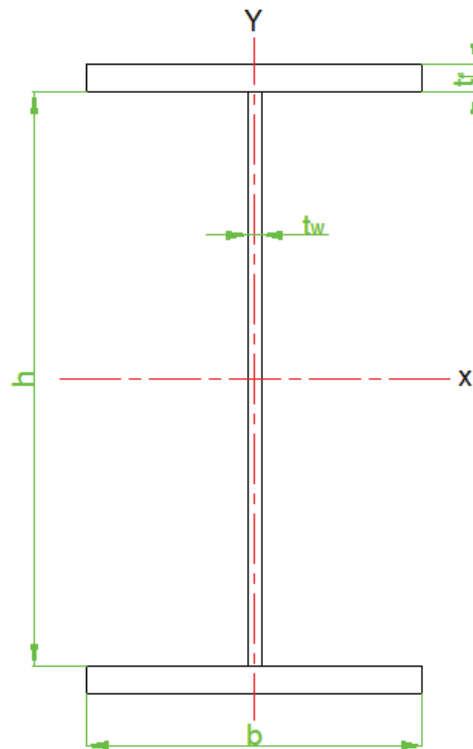


Figura 4.90. Nomenclatura dimensiones de la trabe

Momento de inercia en el eje x

$$I_x = \frac{t_w \times h^3}{12} + 2(t_f \times b) \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{t_w \times h^3}{12} + \frac{(t_f \times b)(h + t_f)^2}{2}$$

$$I = \frac{t_w \times h^3}{12} + \frac{(t_f \times b)(h + t_f)^2}{2}$$

$$I_x = \frac{1,8 \times 250^3}{12} + \frac{(6,2 \times 88,9)(250 + 6,2)^2}{2} = 20\,433\,047,68 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{d/2}$$

$$S_x = \frac{20\,433\,047,68 \text{ cm}^4}{131,2 \text{ cm}} = 155\,739,69 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo máximo

$$f_b = \frac{M_{max}}{S}$$

Dónde:

$f_b =$ Esfuerzo real a flexión

$M_{max} =$ Momento máximo producto de las cargas

$S =$ Modulo de sección del trabe

$$f_b = \frac{32\,080\,168,77\text{ Nm}}{155\,739,69\text{ cm}^3 \times \frac{1\text{m}^3}{100^3\text{ cm}^3}} = 205\,985\,826,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo permisible

Según la especificación ASD G2 cuando la relación entre la altura y el espesor del alma excede $970/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo máximo por flexión en el patín de compresión no debe ser mayor a:

$$F'_b \leq F_b R_{PG} R_e$$

Dónde:

$F'_b =$ Esfuerzo permisible de flexión ($0,6F_y$; secciones no compactas)

$R_{PG} =$ Factor de reducción por trabe armada

$R_e =$ Factor de reducción por trabe híbrida

$$R_{PG} = 1 - 0,0005 \times \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right)$$

$$R_e = \frac{12 + \left(\frac{A_w}{A_f} \right) (3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2 \left(\frac{A_w}{A_f} \right)} \leq 1$$

$$\alpha = 0,6 \frac{F_{yw}}{F_y} \leq 1$$

$$R_{PG} = 1 - 0,0005 \times \frac{250 \times 1,8}{88,9 \times 6,2} \left(\frac{250}{1,8} - \frac{760}{\sqrt{0,6 \times 50}} \right) = 0,9999$$

$$R_e = 1 \quad \text{Trabe no híbrida}$$

$$F'_b = \left(0,6 \times 345\,000\,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right) \times 0,9999 \times 1 = 206\,979\,300 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$F'_b = 206\,979\,300 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} > 205\,985\,826,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{OK}$$

Dado esto la sección diseñada cumple con los requerimientos para soportar las cargas.

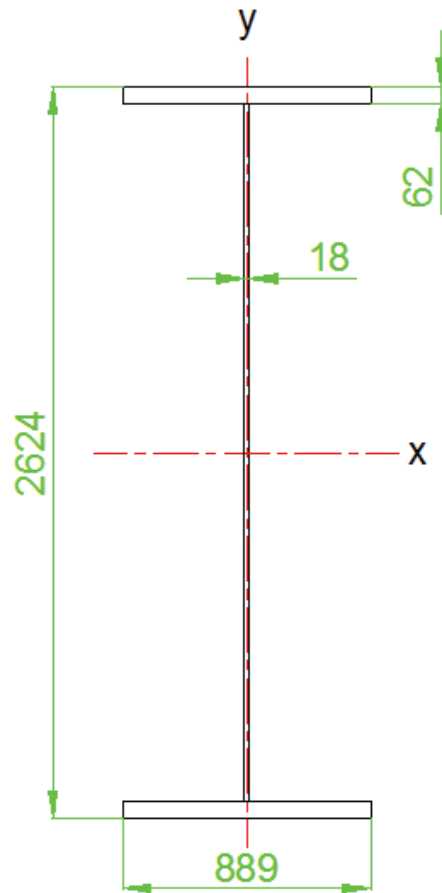


Figura 4.91. Sección transversal de la trabe

4.7. ATIESADORES DE APOYO EN LOS EXTREMOS

Los atiesadores de apoyo se requieren siempre en los extremos no enmarcados de travesaños marcados y también bajo cargas concentradas interiores, si lo requieren las secciones K1.2 a la K1.6 de las especificaciones ASD.²⁷

²⁷Jack C. McCormac; Diseño de Estructuras Metálicas Método ASD, Cuarta Edición, página 535

4.7.1. FLUENCIA EN EL ALMA

La sección ASD K1.3 especifica que cuando la fuerza concentrada se aplica a una distancia medida desde el apoyo menor al peralte del miembro o en el apoyo se tiene que utilizar la siguiente fórmula:

$$\frac{R}{t_w(N + 2,5k)} \leq 0,66F_y$$

Donde:

R = Reacción o fuerza concentrada

t_w = Espesor del alma

N = Longitud del apoyo

k = Distancia desde el borde del patín al extremo del filete de soldadura

Para determinar el valor máximo de R se utiliza la combinación de cargas caso I, ya que esta gobierna el diseño.

$$R = R_{DL} + R_{LL} + R_{IL}$$

$$R = (408\,011,18 + 1\,608\,159,8 + 575\,077,95)N = 2\,591\,248,93\,N$$

La longitud k , se la calcula mediante suma del espesor del patín y la longitud del lado de soldadura.

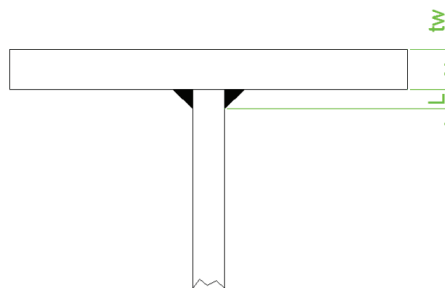


Figura 4.92. Esquema de longitud k

$$k = t_w + L$$

$$k = 62 + 6 = 68\,mm$$

Se asume un apoyo puntual, por lo tanto $N=0$

$$\frac{R}{t_w(N + 2,5k)} = \frac{2\,591\,248,93\text{ N}}{0,018 \times 2,5 \times 0,068\text{ m}^2}$$

$$846\,813\,375,8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} > 227\,700\,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto es necesario utilizar atiesadores de apoyo en los extremos.

4.7.2. DISEÑO

La sección ASD K1.8 especifica que los atiesadores de apoyo siempre se colocan en pares y establece una área efectiva, la cual la forman el área de los dos atiesadores mas una porción del alma. Esta porción del alma tiene una longitud de $12t_w$ en los extremos del trabe y $25t_w$ en partes interiores. Además establece una longitud efectiva igual a $0,75h$.

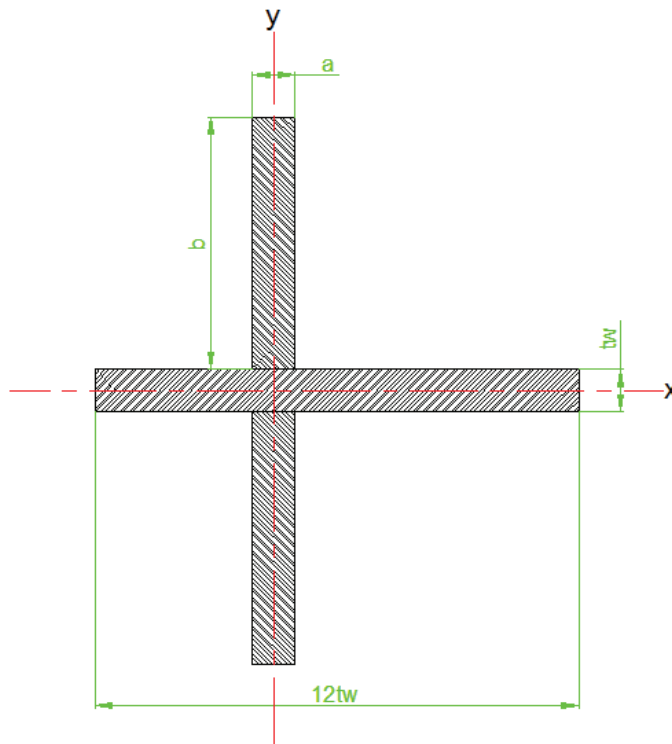


Figura 4.93. Esquema atiesadores de apoyo–alma

Los atiesadores de apoyo según la sección ASD K1.8 se diseñan como columnas, dado esto se calcula la relación KL/r .

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Dónde:

$I =$ Momento de inercia

$A =$ Area de los atiesadores y la porcion del alma

Pandeo se produce en el eje débil del alma (eje x), es por esto que una vez colocados los atiesadores se determina las propiedades de la sección.

$$I_x = \frac{1}{12}(12t_w \times t_w^3) + 2 \left[\frac{a \times b^3}{12} + (a \times b) \left(\frac{t_w}{2} + \frac{b}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_x = t_w^4 + \frac{a \times b^3}{6} + \frac{1}{2}(a \times b)(t_w + b)^2$$

Los atiesadores de apoyo deben prolongarse hasta los bordes del patín cuanto más sea posible, dado que se tiene un ancho de patín igual a 889 mm y un espesor de alma igual a 18 mm, se puede decir que el ancho máximo del atiesador es:

$$b = \frac{(889 - 18)}{2} \text{ mm} = 435,5 \text{ mm}$$

Para efectos de diseño se asume que $b=435$ mm y un espesor de 12mm.

$$I_x = 0,018^4 m^4 + \frac{0,012 \times 0,435^3}{6} m^4 + \frac{1}{2}(0,012 \times 0,435)(0,018 + 0,435)^2 m^4$$

$$I_x = 0,0007 \text{ m}^4$$

$$A = (12t_w \times t_w) + 2(a \times b) = 12t_w^2 + 2(a \times b)$$

$$A = (12 \times 0,018^2) m^2 + 2(0,012 \times 0,435) m^2$$

$$A = 0,0143 \text{ m}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{0,0007 \text{ m}^4}{0,0143 \text{ m}^2}}$$

$$r = 0,22 \text{ m}$$

$$K = 0,75$$

$$KL = 0,75 \times 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,75 \times 2,5 \text{ m}}{0,22 \text{ m}} = 8,52$$

Con esta relación se dirige a la tabla C-50 del manual de la ASD y se obtiene el esfuerzo permisible a compresión.

$$F_a = 29,38 \text{ ksi} = 202\,428\,200 \frac{N}{m^2}$$

El esfuerzo a compresión es:

$$f_a = \frac{R}{A_c}$$

$$f_a = \frac{2\,591\,248,93 \text{ N}}{0,0143 \text{ m}^2} = 181\,206\,218,9 \frac{N}{m^2} < 202\,428\,200 \frac{N}{m^2} \quad OK$$

Como se puede observar la sección cumple los requerimientos, por lo tanto las placas para los atiesadores de apoyo tienen las siguientes medidas.

$$Largo = 435 \text{ mm}$$

$$Ancho = 12 \text{ mm}$$

$$Alto = 2500 \text{ mm}$$

4.8. ATIESADORES DE APOYO INTERIORES

Ya que en el interior de la trabe se ubican las vigas de piso, estas imponen cargas concentradas, por lo cual es necesario revisar si dichas cargas generan fluencia o aplastamiento del alma.

4.8.1. FLUENCIA EN EL ALMA

La sección ASD K1.3 especifica que cuando la fuerza concentrada se aplica a una distancia medida desde el apoyo mayor al peralte del miembro se tiene que utilizar la siguiente fórmula:

$$\frac{R}{t_w(N + 5k)} \leq 0,66F_y$$

Dónde:

R = Reacción o fuerza concentrada

t_w = Espesor del alma

N = Longitud del apoyo

k = Distancia desde el borde del patín al extremo del filete de soldadura

Para determinar el valor máximo de R se utiliza la combinación de cargas grupo I, ya que esta gobierna el diseño en las vigas de piso.

$$R = R_{DL} + R_{LL} + R_{IL}$$

$$R = (14\,924,07 + 356\,000 + 246\,423,2)N = 617\,347,27\,N$$

La longitud k, se la calcula mediante suma del espesor del patín y la longitud del lado de soldadura.

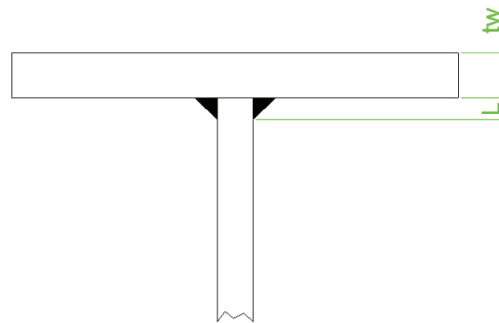


Figura 4.94. Esquema de longitud k

$$k = t_w + L$$

$$k = 62 + 6 = 68\,mm$$

Se asume un apoyo puntual, por lo tanto $N=0$

$$\frac{R}{t_w(N + 2,5k)} = \frac{617\,347,27\,N}{0,018 \times 2,5 \times 0,075\,m^2}$$

$$\frac{R}{t_w(N + 2,5k)} = 182\,917\,709,6 \frac{N}{m^2} < 227\,700\,000 \frac{N}{m^2} \quad OK$$

Por lo tanto según el criterio de fluencia en el alma no es necesario utilizar atiesadores de apoyo interiores, pero para dar por descartado el uso de estos se debe cumplir el criterio de aplastamiento del alma (sección ASD K1.4)

4.8.2. APLASTAMIENTO DEL ALMA

La sección ASD K1.4 especifica que, cuando la fuerza concentrada o reacción es mayor a una fuerza R es necesario colocar atiesadores de apoyo al alma. Dado que estas reacciones se localizan a 2937,5 mm y esta longitud es mayor al mitad del peralte del trabe se utiliza la formula ASD K1.4

$$R = 67,5 \times t_w^2 \times \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{F_{yw} \times \left(\frac{t_f}{t_w} \right)}$$

Dónde:

t_w = Espesor del alma

N = Longitud del apoyo

d = Peralte del miembro estructural

t_f = Espesor del patin

F_{yw} = Esfuerzo de fluencia del alma

Para efectos de diseño se asume una longitud de apoyo puntual ($N=1$ mm).

$$R = 67,5 \times \left(\frac{18}{25,4} \text{ pulg} \right)^2 \times \left[1 + 3 \left(\frac{1}{2500} \right) \left(\frac{18}{62} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{50 \text{ ksi} \times \left(\frac{62}{18} \right)}$$

$$R = 446,63 \text{ klb} = 1\,987\,503,5 \text{ N} > 618\,342,34 \text{ N} \quad OK$$

Por lo tanto no es necesario colocar atiesadores de apoyo internos en la trabe a causa de las cargas concentradas.

4.9. ATIESADORES INTERMEDIOS TRANSVERSALES

Se realiza un análisis preliminar para determinar si se necesitan o no atiesadores transversales, la especificación ASD F5 establece que se requiere atiesadores transversales si:

$$\frac{h}{t_w} \geq 260 \quad y \quad f_v > F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{2500}{18} = 138,89 < 260 \quad OK$$

$$f_v = \frac{2\,576\,324,90 \text{ N}}{2,5 \times 0,018 \text{ m}^2} = 57\,251\,664,44 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) \leq 0,4 F_y$$

$$C_v = \frac{45\,000 \times k_v}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

$$\frac{a}{h} < 1$$

$$k_v = 4 + \frac{5,34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$\frac{a}{h} > 1$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{47\,000}{2\,500} = 18,8 > 1$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{47\,000}{2\,500}\right)^2} = 5,35$$

$$C_v = \frac{45\,000 \times 5,35}{50 \left(\frac{2\,500}{18}\right)^2} = 0,25$$

$$F_v = \frac{50 \text{ ksi}}{2,89} (0,25) = 4,33 \text{ ksi}$$

$$F_v = 29\,833\,700 \frac{N}{m^2} < 57\,251\,664,44 \frac{N}{m^2} \quad \text{No Cumple}$$

Los dos requerimientos no se cumplen para así no colocar atiesadores transversales, por lo tanto es necesario diseñarlos.

4.9.1. UBICACIÓN

La especificación ASD F5 establece que cuando se requiere rigidizadores transversales se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{a}{h} \leq \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \quad \text{ó} \quad \frac{a}{h} \leq 3$$

Rige el menor de los dos valores.

$$\frac{a}{h} = \left[\frac{260}{\left(\frac{2500}{18}\right)} \right]^2 = 3,5$$

Por lo tanto:

$$\frac{a}{h} \leq 3$$

Para poder revisar rápidamente que relación a/h nos proporciona un esfuerzo cortante permisible mayor que el calculado se hace uso de una hoja calculo, el procedimiento es el mismo anteriormente utilizado.

Tabla 4.12. Resultados

V	a	kv	Cv	Fv	Fv	fv	L
N	mm			ksi	N/m2	N/m2	mm
2576324,90	2203,125	10,88	0,51	8,82	60769800	57251664,44	0
2549966,47	2203,125	10,88	0,51	8,82	60769800	56665921,56	2203,125
2387857,57	2203,125	10,88	0,51	8,82	60769800	53063501,56	4406,250
2104922,27	2203,125	10,88	0,51	8,82	60769800	46776050,44	6609,375
1595258,24	4406,250	6,63	0,31	5,36	36930400	35450183,11	8812,500
1113966,12	6609,375	5,91	0,28	4,84	33347600	24754802,67	13218,750
533819,73	7343,750	5,80	0,27	4,67	32176300	11862660,67	19828,125

Fuente: Propia

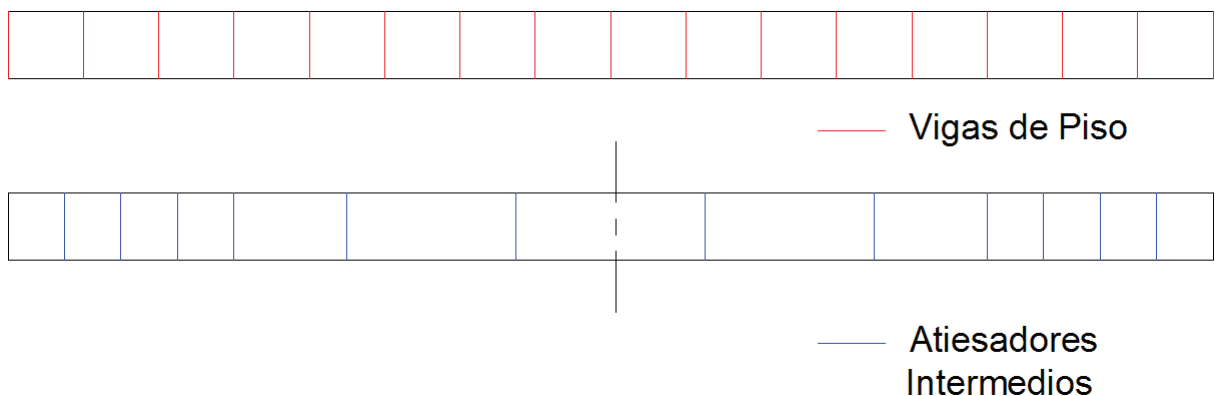


Figura 4.95. Distribución de atiesadores transversales en relación a las vigas de piso

4.9.2. DISEÑO

Es de uso común que los atiesadores transversales sean placas, es por esto que se va a utilizar placas. El área mínima para los atiesadores transversales es:

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] Y D h t$$

$$A_{st} = (\%) A_w D \left(\frac{f_v}{F_v} \right)$$

Para determinar el porcentaje de área del alma se utiliza la tabla 2-50 del manual de la ASD.

$$\frac{h}{t_w} = 138,89$$

$$\frac{a}{h} = 0,88$$

$$\% = 7,32$$

Se coloca una única placa como atiesador transversal en las posiciones antes señaladas, por lo tanto tenemos:

$$D = 2,4$$

$$A_{st} = (0,0732)(2500 \times 18)(2,4) \left(\frac{56\,665\,921,56 \text{ N/m}^2}{60\,769\,800 \text{ N/m}^2} \right) \text{m}^2$$

$$A_{st} = 7\,371,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} \approx 7\,372 \text{ mm}^2$$

Sea:

$$b_{st} = 306 \text{ mm}$$

$$A_{st} = t_{st} \times b_{st}$$

$$t_{st} = \frac{7\,372 \text{ mm}^2}{306 \text{ mm}} = 24,09 \text{ mm}$$

Sea:

$$t_{st} = 26 \text{ mm}$$

Comprobación de la relación ancho espesor para que sea una sección no compacta, hacemos uso de la Tabla B5.1.

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} = 13,44$$

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} = \frac{306}{26} = 11,77 < 13,44 \quad OK$$

Momento de inercia mínimo según la especificación ASD G4:

$$I_{st} = \left(\frac{h}{50}\right)^4$$

$$I_{st} = \left[\frac{\frac{2500}{25,4} \text{ pulg}}{50}\right]^4 = 15,02 \text{ pulg}^4$$

$$I_{st} = 625 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia real

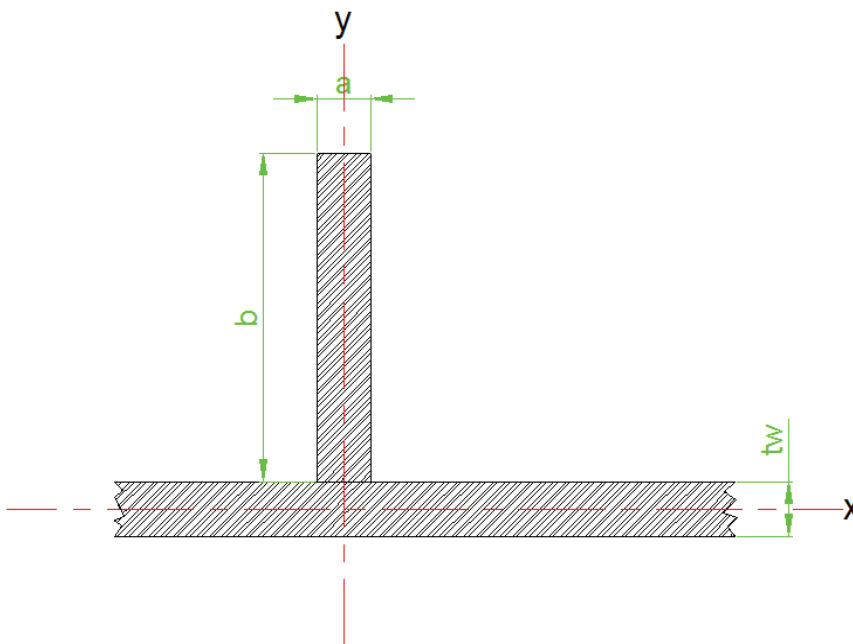


Figura 4.96. Esquema atiesador transversal

$$I_{st} = I_x = \frac{1}{12} (a \times b^3) + \left[(a \times b) \left(\frac{t_w}{2} + \frac{b}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{st} = \frac{1}{12} (2,6 \times 30,6^3) \text{ cm}^4 + \left[(2,6 \times 30,6) \times \left(\frac{1,8}{2} + \frac{30,6}{2} \right)^2 \right] \text{ cm}^4$$

$$I_{st} = 27\,087,79 \text{ cm}^4 > 625 \text{ cm}^4 \quad OK$$

Longitud mínima requerida según la especificación ASD G4

$$\text{Longitud mínima} = h - w - 6t_w$$

Donde:

h = Altura del alma

w = lado de la soldadura entre el patín y el alma del trabe

t_w = Espesor del alma

$$\text{Longitud mínima} = [2500 - 13 - (6 \times 18)]\text{mm}$$

$$\text{Longitud mínima} = 2379 \text{ mm} \approx 2380 \text{ mm}$$

La sección cumple los requerimientos, por lo tanto las placas para los atiesadores de apoyo tienen las siguientes medidas.

$$\text{Largo} = 306 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho} = 26 \text{ mm}$$

$$\text{Altura} = 2380 \text{ mm}$$

Se coloca los atiesadores en el lado externo del alma de la trabe, esto se puede observar en la siguiente figura.



Figura 4.97. Ubicación de atiesadores transversales

4.10. CARTELAS DE SOPORTE LATERAL

La norma AREMA especifica que las cartelas deben extenderse hasta el patín superior de la viga principal y deben ser tan anchas como lo permita el espacio disponible. Además que deben conectarse al patín superior de la viga de piso y a atiesadores de la viga principal.

Como se puede observar en la figura 4.99 la mayoría de los atiesadores transversales no coinciden en las posiciones de las vigas de piso (únicamente coinciden 2) y ya que se optó por colocar los atiesadores en el lado externo del alma del trabe ningún atiesador transversal sirve para conectar las cartelas. Dado esto la geometría de la cartela deberá ser como se muestra en la siguiente figura para que así logre conectarse al alma de la trabe.

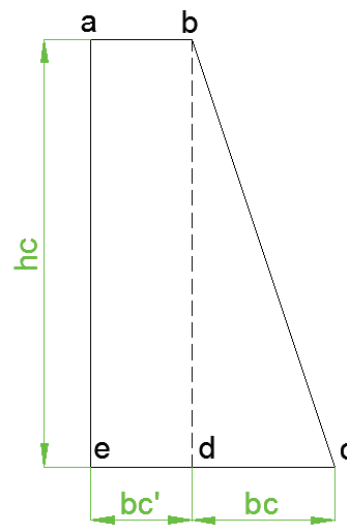


Figura 4.98. Dimensiones de la cartela

$$h_c = h - d_{vp}$$

Dónde:

h_c = Altura de la cartela

h = Altura del alma del trabe

d_{vp} = Peralte viga de piso

$$h_c = (2500 - 650)mm = 1850 \text{ mm}$$

$$b'_c = \frac{b_f - t_w}{2}$$

Dónde:

b'_c = Base rectangular de la cartela

b_f = Ancho del patin del trabe

t_w = Espesor del alma del trabe

$$b'_c = \frac{(889 - 18)}{2} \text{ mm} = 435,5 \text{ mm}$$

Sea:

$$b'_c = 436$$

El borde exterior se corta con una pendiente de 3 a 1.²⁸

$$b_c = \frac{h_c}{3}$$

$$b_c = \frac{1850 \text{ mm}}{3} = 616,67 \text{ mm}$$

Sea:

$$b_c = 617 \text{ mm}$$

Si la longitud no soportada del borde de la cartela o del alma solida excede 60 veces su espesor, una placa o ángulos de rigidizarían se deben conectar al borde no soportado.²⁹

Sea:

$$t_c = 12 \text{ mm}$$

$$L_{bc} = \sqrt{h_c^2 + b_c^2} = \sqrt{1850^2 + 617^2} \text{ mm}$$

$$L_{bc} = 1950,18 \text{ mm} > 60t_c$$

Por lo tanto se coloca una placa en el borde no soportado.

La norma AREMA específica que el arriostamiento lateral de las cuerdas o patines de compresión de armaduras o de vigas principales de tablero y entre los puntales de las torres de viaducto debe ser diseñado para una fuerza cortante transversal en

²⁸Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough Roger; Tomo 3; Editorial McGraw-Hill; Segunda Edición; Año 1997; Página 11.111

²⁹Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough Roger; Tomo 3; Editorial McGraw-Hill; Segunda Edición; Año 1997; Página 10.37

cualquier panel igual a 2,5% de la fuerza axial total en ese panel, además del cortante producido por las fuerzas laterales especificadas.

Para efectos de diseño se toma el momento máximo para así determinar la fuerza de compresión máxima presente en el patín de compresión.

Caso I

$$M_{max} = 32\,080\,168,77 \text{ N} - m$$

$$F_C = \frac{M_{max}}{d}$$

Donde:

F_C = Fuerza de compresion maxima

M_{max} = Momento maximo

d = Distancia centro a centro de los patines

$$F_C = \frac{32\,080\,168,77 \text{ N} - m}{(2,624 - 0,062)m}$$

$$F_C = 12\,521\,533,48 \text{ N}$$

Dado esto se tiene una fuerza a ser resistida igual a:

$$P = 2,5\% \times F_C = 0,025 \times 12\,521\,533,48 \text{ N}$$

$$P = 313\,038,44 \text{ N}$$

Para efectos de diseño se tomara la sección triangular de la cartela para determinar la fuerza de compresión que actúa sobre esta.

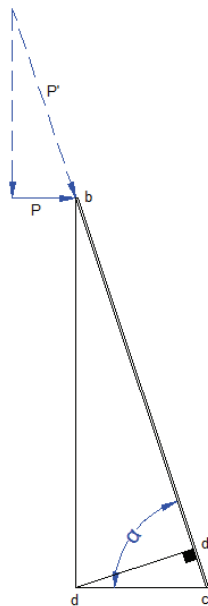


Figura 4.99. Esquema cartela

$$\cos(\alpha) = \frac{617}{1950,18}$$

$$\cos(\alpha) = \frac{P}{P'}$$

$$\frac{P}{P'} = \frac{617}{1950,18}$$

$$P' = P \times \left(\frac{1950,18}{617} \right)$$

$$P' = 313\,038,44 \text{ N} \times \left(\frac{1950,18}{617} \right) = 989\,434,85 \text{ N}$$

Para determinar el ancho efectivo de la columna utilizamos el siguiente gráfico, el cual nos indica que espesor escoger en base a las dimensiones características de la cartela.

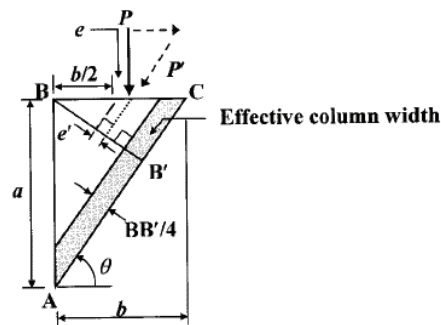


Figura 4.100. Ancho efectivo de la columna

$$\text{sen}(\alpha) = \frac{L_{dd'}}{617}$$

$$L_{dd'} = 617 \text{ mm} \times \left(\frac{1850}{1950,18} \right) = 585,3 \text{ mm}$$

$$\frac{dd'}{4} = 146,32 \text{ mm} \approx 146 \text{ mm}$$

Se asume que la cartela y su atiesador tienen el mismo espesor, además que el atiesador tiene un ancho igual 294 mm. Dado esto se tiene la siguiente sección transversal.

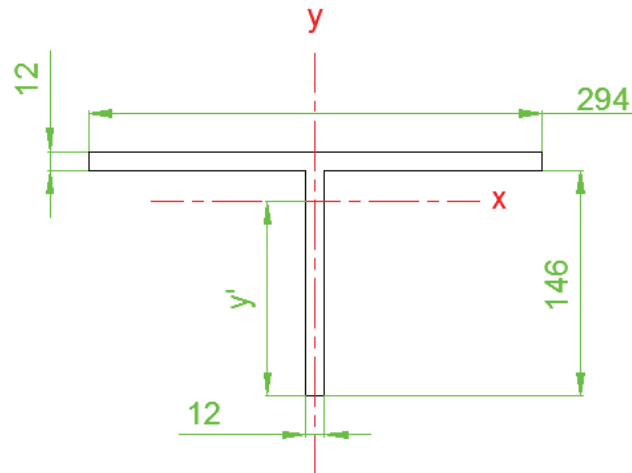


Figura 4.101. Sección transversal de la columna

Propiedades de la sección transversal

Área

$$A = [(12 \times 146) + (12 \times 294)] \text{ mm}^2 = 5280 \text{ mm}^2$$

Centroide

$$x' = 6 \text{ mm}$$

$$y' = \frac{73(12 \times 146) + 152(294 \times 12)}{(12 \times 146) + (294 \times 12)} \text{ mm}$$

$$y' = 125,79 \text{ mm}$$

Momentos de inercia

$$I_x = \left[\frac{294 \times 12^3}{12} + (12 \times 294)26,21^2 \right] \text{ mm}^4 + \left[\frac{12 \times 146^3}{12} + (12 \times 146)52,79^2 \right] \text{ cm}^4$$

$$I_x = 10\,460\,527,09 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \left[\frac{12 \times 294^3}{12} + \frac{146 \times 12^3}{12} \right] \text{ mm}^4$$

$$I_y = 25\,433\,208 \text{ mm}^4$$


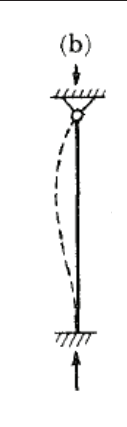
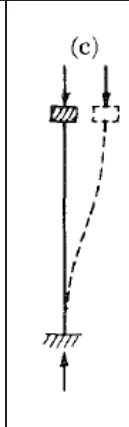
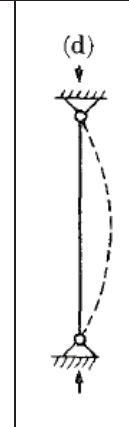

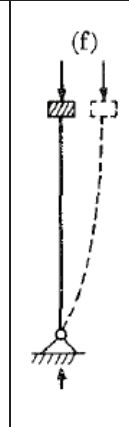




Radio de giro mínimo

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

$$r_{min} = \sqrt{\frac{10\,460\,527,09 \text{ mm}^4}{5280 \text{ mm}^2}} = 44,51 \text{ mm}$$

Factor de longitud efectiva (K)

Tabla 4.13. Longitudes efectivas de columnas³⁰

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida				
		Rotación libre, traslación impedida				
		Rotación impedida, traslación libre				
		Rotación libre, traslación libre				

Para efectos de diseño se asume que la columna (sección de la cartela) está empotrada en sus extremos, por lo tanto tenemos:

$$K = 0,65$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}}$$

$$\lambda = \frac{0,65 \times 1950,18 \text{ mm}}{44,51 \text{ mm}} = 28,48$$

³⁰Manual Of Steel Construction Allowable Stress Desing, American Institute Of Steel Construction, Novena Edición; pág. -135

Con esta relación se dirige a la tabla C-50 del manual de la ASD y se obtiene el esfuerzo permisible a compresión.

$$F_a = 27,34 \text{ ksi} = 188\,372\,600 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo a compresión es:

$$f_a = \frac{P'}{A_c}$$

$$f_a = \frac{989\,434,85 \text{ N} \times 1\,000\,000}{5280 \text{ mm}^2} = 187\,392\,964 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 188\,372\,600 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad OK$$

4.11. APOYOS

La norma AREMA especifica que puentes de más de 70 pies (21,336 m) de longitud deberán tener apoyos articulados en ambos extremos y en juntas de expansión rodillos u osciladores. El puente diseñado tiene un solo tramo por lo tanto se decide colocar en los extremos apoyos fijos articulados. Es necesario analizar las combinaciones de cargas ya que los apoyos son quienes transmiten a las cimentaciones las distintas fuerzas que se generan debido a estas combinaciones.

Tabla 4.14. Combinaciones de cargas para el caso de apoyos

Grupo	Tipo de carga	Rmax.	Hmax.
		N	N
1	D	408011,18	0
	L	1608159,80	0
	I	575077,95	0
Total		2591248,93	0
2	D	408011,18	0
	W	43970,15	255962,49
Total		451981,33	255962,49
3	D	408011,18	0
	L	1608159,80	0
	I	575077,95	0
	0,3W	13191,05	76788,75
	WL	80100,22	229562,10
	LF	457,04	30997,17
Total		2684997,24	337348,02

Fuente: Propia

Como se puede observar las reacciones del grupo I son mayores que los del grupo II y cuando se proyecta un aumento del 25% en el esfuerzo permisible son también mayores que el grupo III, por lo tanto se concluye que el diseño de los apoyos para cargas verticales está gobernado por la combinación de cargas del grupo I.

Existe una gran variedad de apoyos, pero es de uso común emplear apoyos de oscilación (Rockert Barings) cuando la carga de impacto es alta, como en los puentes de ferrocarril.

Por lo tanto se propone el siguiente diseño de apoyo fijo articulado:

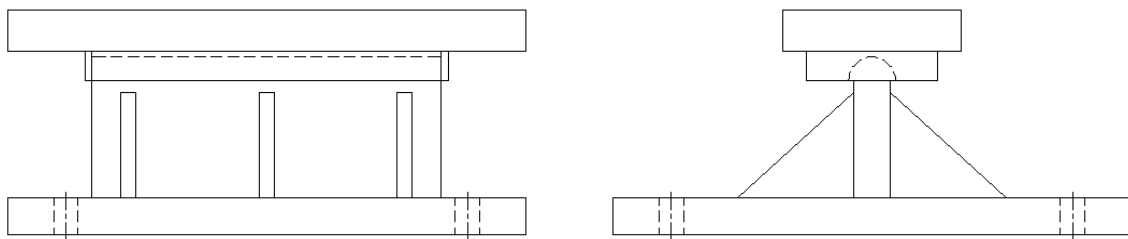


Figura 4.102. Esquema apoyo fijo articulado

4.11.1. Base superior

La base superior está formada por tres partes principales, las cuales son:

- a) Placa base superior
- b) Barra perforada
- c) Placas de soporte

a) Placa base superior

Dadas las dimensiones del patín de la trabe y de la viga de piso se asume las siguientes dimensiones para efectos de diseño.

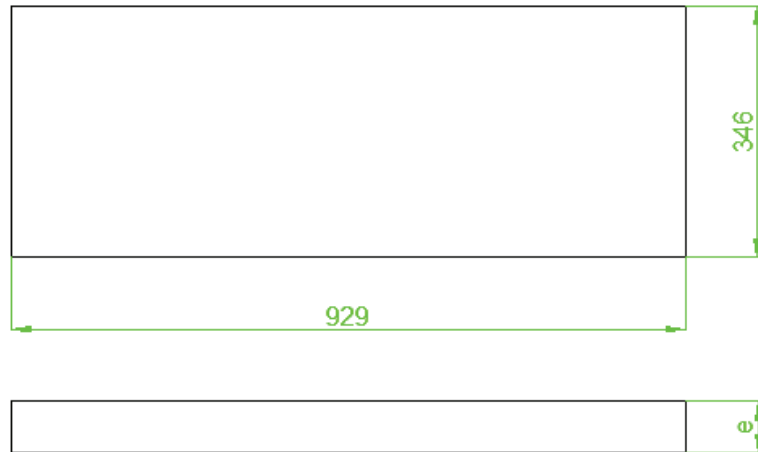


Figura 4.103. Dimensiones de la placa

Dada la combinación de carga grupo 1 se tiene una reacción igual a:

$$R = 2\,591\,248,93\text{ N}$$

Esta fuerza se distribuye en la totalidad del área de la placa, por lo cual tenemos:

$$Q = \frac{2\,591\,248,93\text{ N}}{0,929 \times 0,346\text{ m}^2}$$

$$Q = 8\,061\,527,188 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

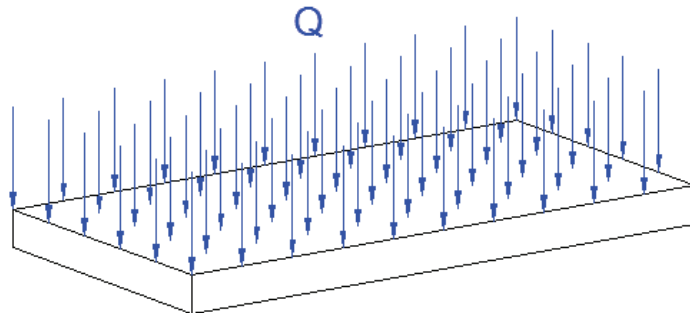


Figura 4.104. Carga uniformemente distribuida sobre la placa

La placa trabaja a flexión según el esquema que se presentó, se tiene un apoyo puntual (barra perforada) en la mitad de la misma, por lo tanto transformamos esta carga uniformemente distribuida sobre el área en una carga uniformemente distribuida longitudinal:

$$q = 6\,478\,122,325 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \times 0,929\text{ m}$$

$$q = 7\,489\,158,757 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Para efectos de diseño se asume un alma supuesta de espesor igual a 2 mm que trabaja junto a la placa.

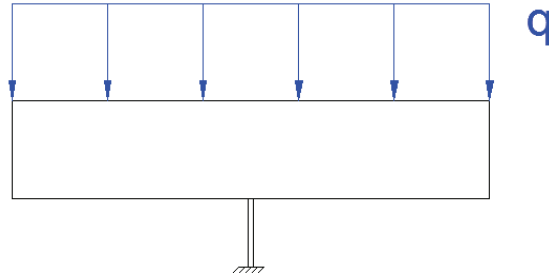


Figura 4.105. Esquema placa a flexión

Diagramas y Reacciones

Con los valores y la posición de las cargas antes mencionadas se determinan las reacciones y se realiza los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Reacciones

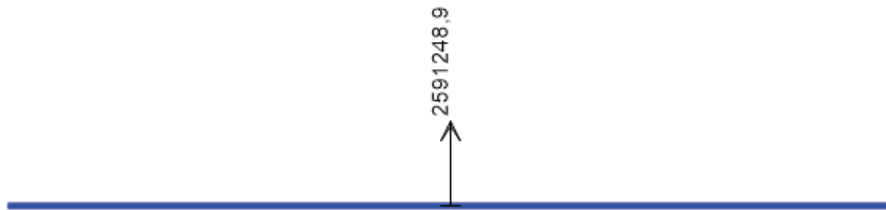


Figura 4.106. Reacciones

$$R = 2\,591\,248,93 \text{ N}$$

Diagrama de fuerza cortante

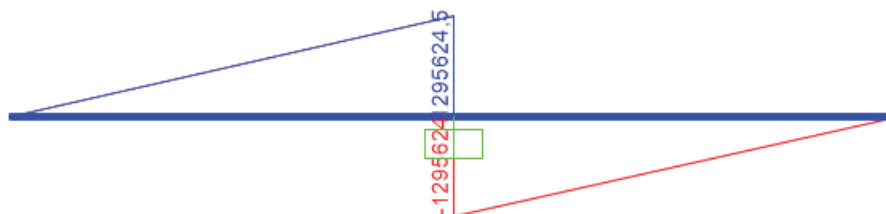


Figura 4.107. Diagrama de fuerza cortante

$$V_{max} = 1\,295\,624,47 \text{ N a } 0 \text{ m}$$

Diagrama de momento flector

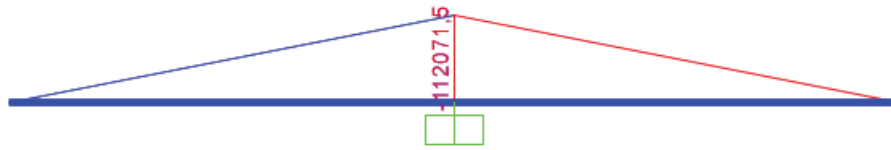


Figura 4.108. Diagrama de momento flector

$$M_{max} = 112\,071,52 \text{ N} - \text{m a } 0 \text{ m}$$

Esfuerzo a flexión

$$f_b = \frac{M_{max} \times c}{I}$$

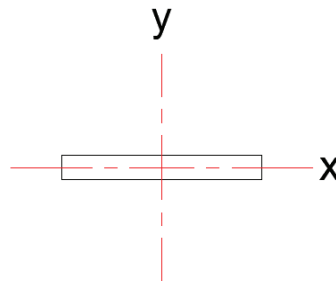


Figura 4.109. Sección transversal de la placa base superior

Sea el espesor de la placa igual a:

$$e = 62 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{92,9 \times 6,2^3}{12} = 1\,845,05 \text{ cm}^4$$

$$f_b = \frac{112\,071,52 \text{ N} - \text{m} \times 0,031 \text{ m} \times 100^4}{1\,845,05 \text{ cm}^4} = 188\,299\,348 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo admisible

Tomando un factor de seguridad de 1,66 tenemos:

$$F_b = \frac{S_y}{1,66}$$

$$F_b = \frac{345\,000\,000}{1,66} = 207\,831\,325,3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 188\,299\,348 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto la placa escogida cumple con los requerimientos para soportar la reacción que genera flexión en el apoyo.

Barra perforada

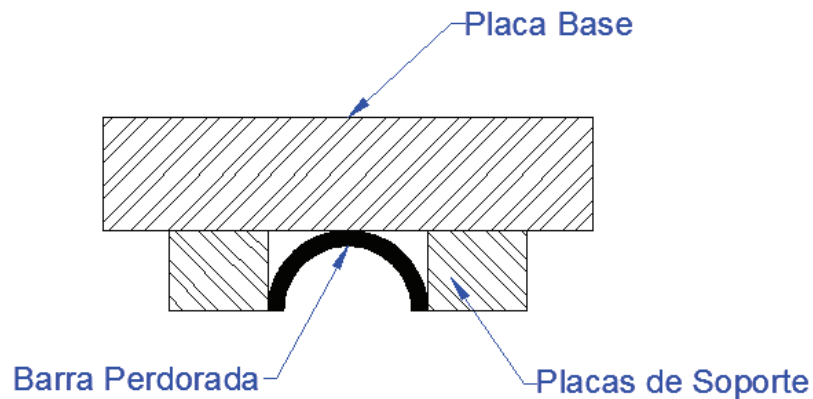


Figura 4.110. Esquema de placa base superior

Del catálogo de Ivan Bohman C. A. se escoge una barra perforada de las siguientes características:

Dimensiones:

$$d_i = 80 \text{ mm}$$

$$d_e = 100 \text{ mm}$$

Para efectos de diseño se escoge como diámetro interior:

$$d_i = 82 \text{ mm}$$

Material:

AISI 4340

$$F_y = 70 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} = 686\,465\,500 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Ya que la barra perforada interactúa con una barra (cortada en mediacaña) para poder generar una articulación se escoge del catálogo de Ivan Bohman C. A. una con las siguientes características:

Dimensiones:

$$d = 80 \text{ mm}$$

Material:

Acero al carbono para maquinaria, AISI 1045

$$F_y = 32 \frac{kg}{mm^2} = 313\,812\,800 \frac{N}{m^2}$$

Según la norma AASHTO la máxima carga de compresión para superficies cilíndricas debe ser:

$$P_m \leq 8 \left(\frac{WD_1}{1 - \frac{D_1}{D_2}} \right) \times \frac{F_y^2}{E_s}$$

Donde:

W = Ancho del apoyo (in)

D_1 = Diámetro del oscilador o rodillo (in)

D_2 = Diámetro de la superficie de contacto (in), deberá ser tomada como:

Positivo si las superficies tienen el mismo signo

Infinito si la superficie de contacto es plana

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo de las superficies de contacto (ksi)

E_s = Módulo de elasticidad para el acero (ksi)

Utilizando el apéndice H del libro de Mecánica de Materiales de Gere, Séptima edición, tenemos:

Material	Módulo de elasticidad (E)	
	ksi	GPa
Acero	28 000 - 30 000	190 - 210

Sea el ancho del apoyo igual a 700 mm.

$$P_m = 8 \left(\frac{700 \times 80}{25,4^2} \right) \times \frac{45,55^2}{30\,000}$$

$$P_m = 1\,939,31 \text{ klb}$$

$$P_m = 8\,629\,929,50 \text{ N} > 2\,591\,248,93 \text{ N}$$

Por lo tanto la carga máxima de compresión que se puede aplicar según el material y ancho seleccionado es mayor a la carga de compresión (reacción) en el apoyo.

Placas de soporte

Como su nombre lo indican estas sirven de soporte a la barra acanalada para que así no pueda desplazarse por efectos de las cargas longitudinales que actúan en los apoyos, dado esto se puede suponer que estas barras trabajan a flexión. Utilizando la combinación de carga del grupo 3 tenemos una fuerza horizontal máxima igual a:

$$H = 337\,348,02\text{ N}$$

Ya que el esquema muestra dos barras esta fuerza debe ser dividida para dos.

$$H' = \frac{337\,348,02}{2}\text{ N} = 168\,674,01\text{ N}$$

Para efectos de diseño se toma las siguientes dimensiones para las barras de soporte:

$$\text{Largo} = 700\text{ mm}$$

$$\text{Ancho} = 62\text{ mm}$$

$$\text{Altura} = 50\text{ mm}$$

Momento máximo

$$M_{max} = 0,05\text{ m} \times 168\,674,01\text{ N}$$

$$M_{max} = 8\,433,7\text{ N} - \text{m}$$

Esfuerzo a flexión

$$f = \frac{M_{max} \times c}{I}$$

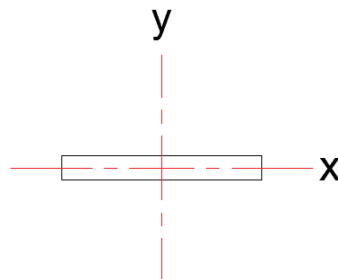


Figura 4.111. Sección transversal de la barra de soporte

$$I_x = \frac{70 \times 6,2^3}{12} = 1\,390,25 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{8\,433,7 \text{ N} - m \times 0,031 \text{ m} \times 100^4}{1\,390,25 \text{ cm}^4} = 18\,805\,588,92 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo admisible

Tomando un factor de seguridad de 1,66 tenemos:

$$F_b = \frac{S_y}{1,5}$$

$$F_b = \frac{345\,000\,000}{1,66} = 207\,831\,325,3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 18\,805\,588,92 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto las dimensiones de la barra de soporte escogidas cumplen con los requerimientos para soportar la fuerza de flexión que generan las cargas horizontales.

4.11.2. Alma y articulación

Como se mencionó anteriormente la articulación está formada por dos elementos, una barra y una barra perforada, se determinó que la carga máxima que se puede aplicar por compresión es mayor a la que se tiene, esto en los dos elementos. Por lo tanto se puede decir que la barra seleccionada cumple los requerimientos para soportar la carga de compresión.

El alma junto con sus rigidizadores soportan la carga axial (reacción) y un momento (producto de las cargas longitudinales) dado esto se analiza el alma a flexión y compresión.

Para efectos de diseño se escoge placas tanto para el alma y como para los rigidizadores con las siguientes dimensiones:

Alma ($e=62$ mm):

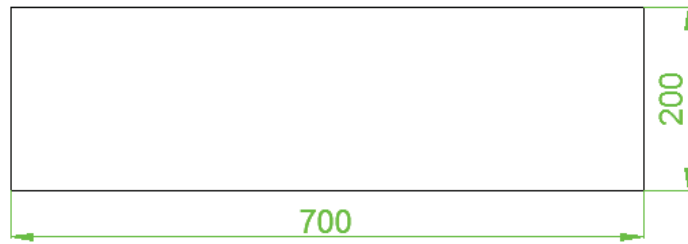


Figura 4.112. Dimensiones alma apoyo fijo

Rigidizadores ($e=26$ mm):

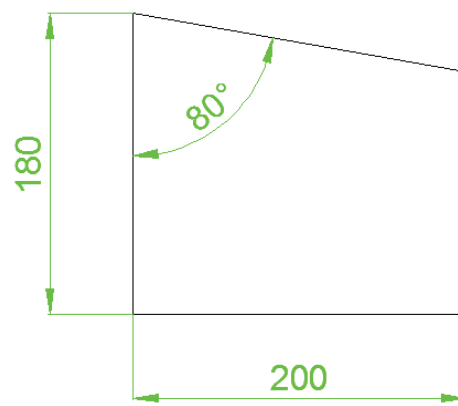


Figura 4.113. Dimensiones rigidizador-alma apoyo

Dadas las dimensiones se presenta un esquema del arreglo alma-rigidizadores.

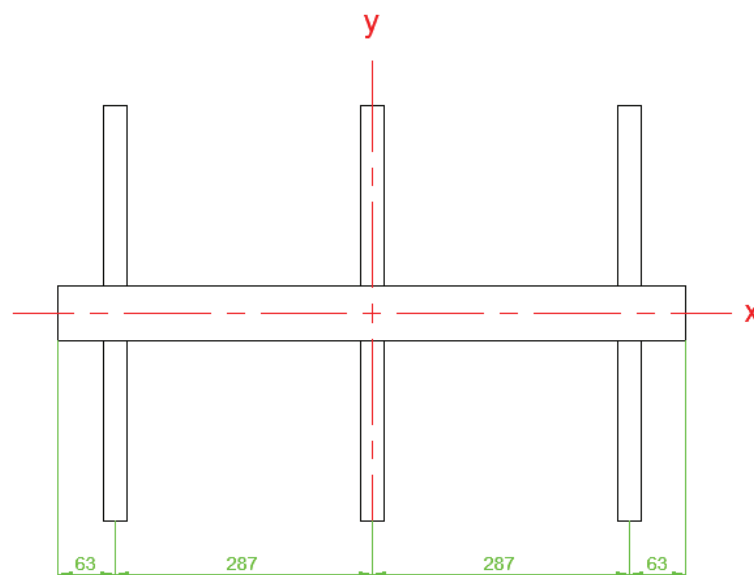


Figura 4.114. Arreglo alma-rigidizadores

Esfuerzo a compresión

La compresión es soportada únicamente por el alma, dado esto se calcula el esfuerzo a compresión presente.

$$f_c = \frac{R}{A}$$

$$f_c = \frac{2\,591\,248,93\text{ N}}{0,7 \times 0,062\text{ m}^2} = 59\,706\,196,54 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a flexión

La flexión es causada por las cargas longitudinales, para efectos de diseño se utiliza la combinación de cargas del grupo 3, ya que es la que genera una fuerza longitudinal máxima.

$$H = 337\,348,02\text{ N}$$

Momento máximo

$$M_{max} = 0,18\text{ m} \times 337\,348,02\text{ N}$$

$$M_{max} = 60\,722,64\text{ N} - \text{m}$$

Esfuerzo a flexión

$$f = \frac{M_{max} \times c}{I}$$

$$I_x = \frac{70 \times 6,2^3}{12} + 6 \left[\frac{2,6 \times 20^3}{12} + (2,6 \times 20) \times 13,1^2 \right] = 65\,332,57\text{ cm}^4$$

$$f = \frac{60\,722,64\text{ N} - \text{m} \times 0,131\text{ m} \times 100^4}{65\,332,57\text{ cm}^4} = 12\,175\,651,2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo admisible

Tomando un factor de seguridad de 1,5 tenemos:

$$F_b = \frac{S_y}{1,66}$$

$$F_b = \frac{345\,000\,000}{1,66} = 207\,831\,325,3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 12\,175\,651,2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad OK$$

Por lo tanto las dimensiones de la barra de soporte escogidas cumplen con los requerimientos para soportar la fuerza de flexión que generan las cargas horizontales.

4.11.3. Placa base inferior

La placa base inferior debe soportar la carga de compresión producto de la reacción en el extremo del trabe y el momento que se genera a causa de las cargas longitudinales.

Fuerza longitudinal máxima

$$H = 337\,348,02\,N$$

$$M_{max} = 0,18\,m \times 337\,348,02\,N = 60\,722,64\,N - m$$

Reacción máxima

$$R = 2\,591\,248,93\,N$$

Esfuerzo permisible del acero

Se utiliza las mismas planchas que se empleó en los patines de los traveses (ASTM A588).

$$F_y = 345\,000\,000 \frac{N}{m^2}$$

La ASD F2.1 especifica un esfuerzo permisible a flexión en placas de base igual a:

$$F_b = 0,75F_y$$

$$F_b = 0,75 \times 345\,000\,000 \frac{N}{m^2} = 258\,750\,000 \frac{N}{m^2}$$

Resistencia última del hormigón (compresión)

En general el hormigón estructural tiene una resistencia última a compresión mayor o igual a 210 kg/cm².

$$f_c' \geq 210 \frac{kg}{cm^2}$$

Para efectos de diseño se escoge una resistencia última del hormigón igual a:

$$f_c' = 210 \frac{kg}{cm^2} = 20\,593\,965 \frac{N}{m^2}$$

Resistencia ultima permisible del hormigón

Tomando un factor de seguridad igual a 4, tenemos:

$$F_c' = \frac{f_c'}{4}$$

$$F_c' = 5\,148\,491,25 \frac{N}{m^2}$$

“El momento se calcula para una franja de 1 pulgada de ancho de la placa y se iguala a su momento resistente. De la expresión que resulta se despeja el espesor requerido.

$$M = \frac{F_b \times I}{c} = \frac{F_b \times \left(\frac{1}{12}\right) \times 1 \times t^3}{t/2}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

Se calcula la excentricidad entre la fuerza de compresión y el momento.

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{60\,722,64 \text{ N} \cdot \text{m}}{2\,591\,248,93 \text{ N}} = 0,023 \text{ m}$$

Dado esto se puede decir que la resultante queda dentro de las dimensiones soportadas por el alma y los atiesadores.

Tomando en cuenta las dimensiones sugeridas de los apoyos para el caso de un puente de un solo tramo para cargas sísmicas se ensaya una placa con las siguientes dimensiones:

Placa (e=62 mm)

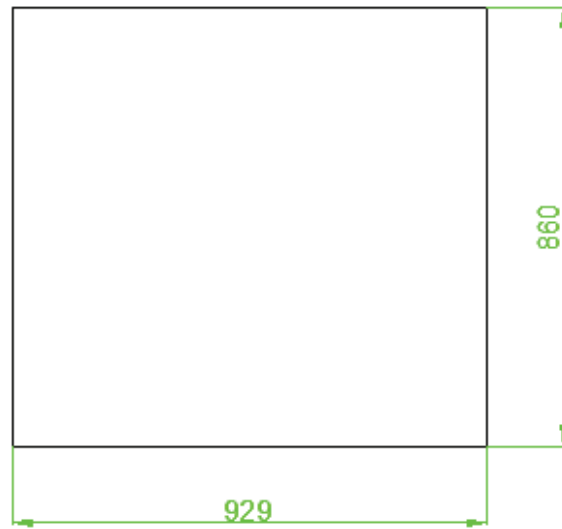


Figura 4.115. Dimensiones placa base inferior

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{P \times e \times c}{I}$$

$$f = \left(\frac{2\,591\,248,93\text{ N}}{0,929 \times 0,929\text{ m}^2} \right) \pm \frac{2\,591\,248,93\text{ N} \times 0,023\text{ m} \times 0,4645\text{ m}}{\left(\frac{1}{12} \right) \times 0,929 \times 0,929^3\text{ m}^4}$$

$$f = 3\,002\,463,3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \pm 446\,006,39 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$f_1 = 3\,448\,469,69 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 5\,148\,491,25 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad OK$$

$$f_2 = 2\,556\,456,91 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 5\,148\,491,25 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad OK$$

Esfuerzo de la placa

Para determinar el espesor se toma momentos desde la porción saliente de la placa.

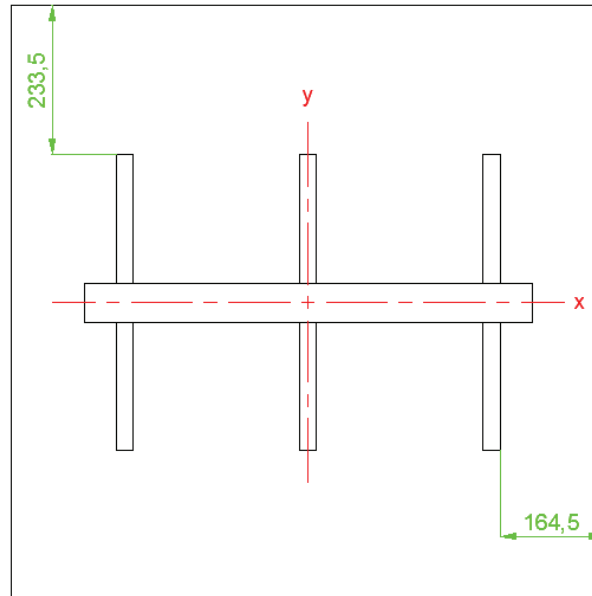


Figura 4.116. Esquema placa base inferior con alma y atiesadores

Como se puede observar existe una mayor longitud de placa no soportada en el eje x y dado que este es el plano de mayor flexión, se lo analiza. Dado esto tenemos un momento igual a:

$$M = \left(376\,433,08 \frac{N}{m} \times \frac{0,2335}{3} m^2 \right) + \left(402\,608,83 \frac{N}{m} \times \frac{2 \times 0,2335}{3} m^2 \right)$$

$$M = 91\,971,82 \text{ N} - m$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 91\,971,82 \text{ N} - m}{258\,750\,000 \frac{N}{m^2}}}$$

$$t = 0,046 \text{ m}$$

$$t = 46 \text{ mm} < 62 \text{ mm} \quad OK$$

4.12. ÁNGULO DE FIJACIÓN DE DURMIENTES

Los durmientes necesitan estar sujetos firmemente a los largueros, para esto se opta por colocar ángulos de fijación, los cuales serán soldados a los largueros y clavados a los durmientes.

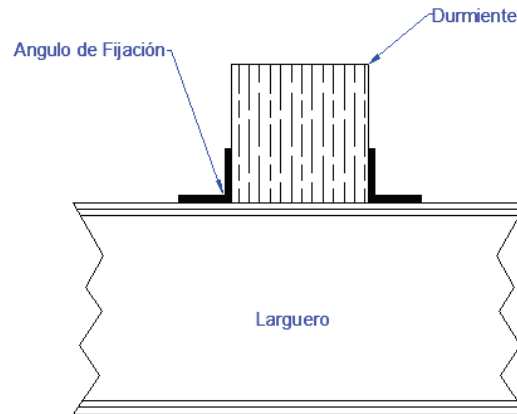


Figura 4.117. Ángulo de fijación

Un lado del ángulo trabaja a flexión a causa de la carga longitudinal, por lo tanto se analiza la resistencia a flexión de esta parte del ángulo.

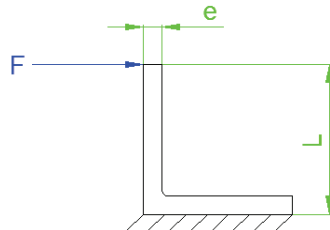


Figura 4.118. Ángulo de fijación trabajando a flexión

Se utiliza la combinación de carga grupo III, ya que esta es quien genera una mayor fuerza horizontal longitudinal.

$$H = 337\,348,02 \text{ N}$$

Dado el diseño y la posición de cada uno de los elementos estructurales e independientemente del sentido de tránsito de la carga viva, esta carga horizontal es soportada por 64 ángulos de fijación, por lo tanto cada ángulo debe soportar:

$$F = \frac{H}{64}$$

$$F = \frac{337\,348,02 \text{ N}}{64} = 5\,271,06 \text{ N}$$

Se utiliza el catálogo de IPAC para seleccionar un ángulo.

$$AL\ 100 \times 12$$

Dimensiones:

$$L = 100 \text{ mm}$$

$$e = 12 \text{ mm}$$

Material:

ASTM A36
250 000 000

Momento máximo

$$M_{max} = 0,1 \text{ m} \times 5\,271,06 \text{ N}$$

$$M_{max} = 527,106 \text{ N} - \text{m}$$

Esfuerzo a flexión

$$f = \frac{M_{max} \times c}{I}$$

Dado que el ancho del durmiente es 260 mm se escoge un ancho de ángulo de fijación igual a 160 mm.

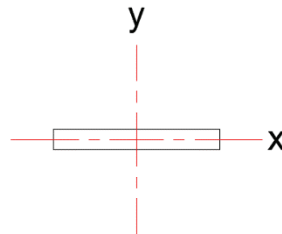


Figura 4.119. Sección transversal del ángulo

$$I_x = \frac{15 \times 1,2^3}{12} = 2,16 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{527,106 \text{ N} - \text{m} \times 0,006 \text{ m} \times 100^4}{2,16 \text{ cm}^4} = 146\,418\,333,33$$

Esfuerzo admisible

Tomando un factor de seguridad de 1,66 tenemos:

$$F_b = \frac{S_y}{1,66}$$

$$F_b = \frac{250\,000\,000}{1,5} = 150\,602\,409,64 < 146\,418\,333,33 \quad OK$$

Por lo tanto la sección del ángulo escogido cumple con los requerimientos para soportar la fuerza de flexión que generan las cargas longitudinales.

CAPITULO 5

INGENIERÍA DE DETALLE

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se proporcionan todos los detalles constructivos y condicionales en que debe construirse el proyecto, de forma que no quede nada a decisión del contratista que ejecute el trabajo. Es decir, en esta fase queda definido cada componente del proyecto, sus dimensiones, uniones, etc., así como la forma de fabricación y montaje mediante esquemas, detalles o planos.

5.2. DISEÑO DE CONEXIONES

5.2.1. SOLDADURA

El método de conexión entre los diferentes elementos del puente es la soldadura, dado que representa un método más ventajoso en relación con las conexiones empernadas, por ejemplo: se reduce el peso de la estructura utilizando soldaduras en lugar de pernos, adicionalmente resulta económico y rápido. El diseño de la soldadura se realiza en base a la norma AWS D1.5 Bridge Welding Code, que especifica los procesos de fabricación y montaje de puentes en estructura metálica.

5.2.2. PROCESOS DE SOLDADURA

La norma AWS D1.5 establece que se pueden utilizar varios tipos de soldadura entre los que se encuentran:

SMAW: Soldadura de arco metálico protegido

SAW: Soldadura por arco eléctrico sumergido

FCAW: Soldadura por arco y núcleo fundente

GMAW: Soldadura por arco y protección gaseosa

ESW: Soldadura por electroescoria

EGW: Soldadura electrogas

5.2.2.1. Soldadura por arco y metal protegido (SMAW)

Es un proceso manual de soldadura por arco eléctrico, el cual se produce cuando el electrodo recubierto entra en contacto con la pieza de trabajo al inicio, una vez producido el arco se separa el electrodo del material base. El arco producido genera un calor intenso que provoca que el electrodo se funda, haciendo que su material de aporte se una los materiales.

La característica principal de este tipo de soldadura es el uso de electrodos revestidos con fundente, que tiene la misión de proteger la zona fundida de la soldadura por la creación de una atmosfera inerte cuando se descompone el revestimiento en el arco, además permite la adición de metales de aleación que mejoran las propiedades de la soldadura.

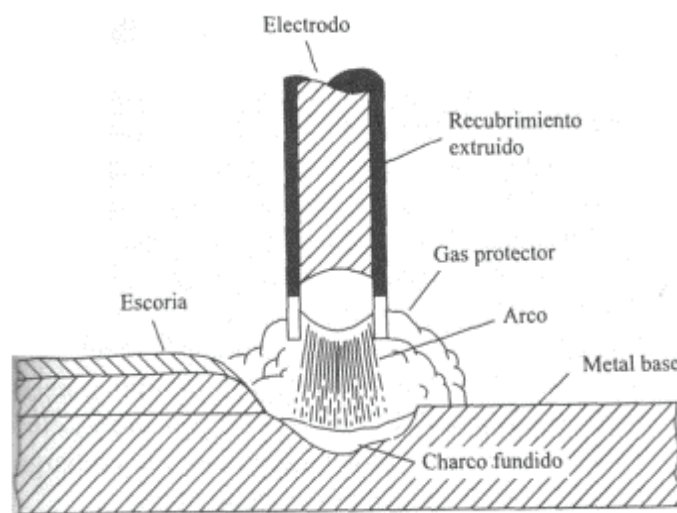


Figura 5.1. Proceso de soldadura por arco metálico protegido³¹

5.2.2.2. Soldadura protección gaseosa y electrodo continuo (GMAW)

Es un proceso de soldadura semiautomática, dado que el electrodo se alimenta automáticamente a una velocidad constante y continua, en tanto que el soldador es quien proporciona el avance de la soldadura.

³¹PILLAJO Jorge, Diseño De La Estructura De Acero Para Un Edificio De Apartamentos Para Ser Utilizado En La Región Litoral Del Ecuador, 2009

Este tipo de soldadura se caracteriza por usar un gas externo como protección, el mismo puede ser inerte o activo y sirve para proteger el metal de aporte.

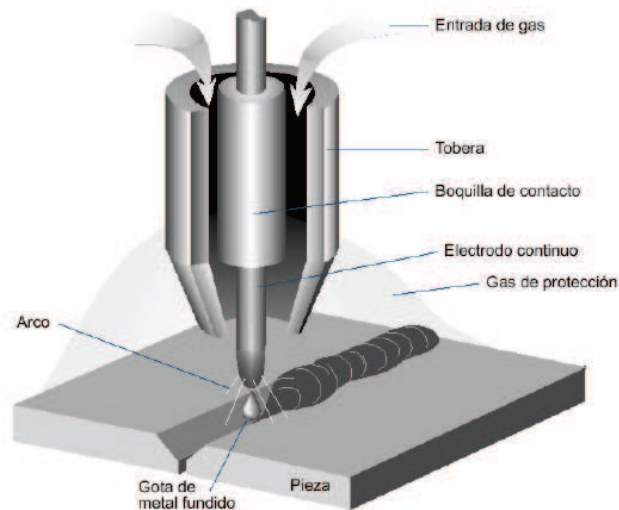


Figura 5.2. Proceso de soldadura con protección gaseosa y electrodo continuo³²

5.2.2.3. Soldadura por arco sumergido (SAW)

La soldadura SAW es un proceso automático en el cual el alambre electrodo es alimentado continuamente y entra en contacto con la pieza formando el arco eléctrico, en este proceso está presente una capa de fundente granulado que se desplaza delante del electrodo y sirve para proteger la soldadura de la atmósfera así como para formar una capa de escoria protectora del cordón de soldadura.

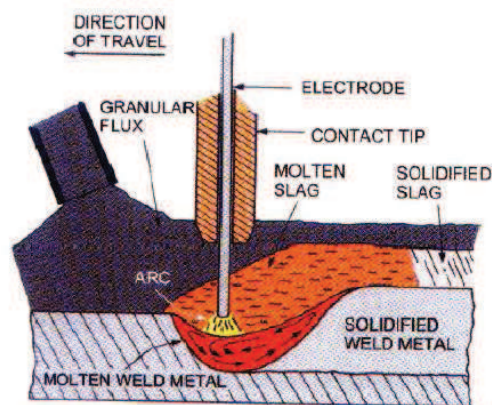


Figura 5.3.-Proceso de soldadura por arco sumergido

³²BONILLA Galo, Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios, 2006

5.2.2.4. Soldadura por arco y núcleo fundente (FCAW)

La soldadura por arco con núcleo de fundente FCAW es un proceso en el cual el arco se forma entre el electrodo tubular y el charco de soldadura. El electrodo tubular está compuesto por una funda metálica y en su núcleo contiene materiales pulverizados, de manera que forman un manto de escoria sobre la soldadura en forma de protección atmosférica, además puede utilizarse un gas activo externo para producir una mayor penetración de la soldadura.

Existen dos variaciones de la soldadura FCAW, de acuerdo a su forma de protección, estas son: FCAW con autoprotección en el cual los gases del fundente se utilizan para proteger la soldadura, en tanto que la soldadura FCAW con escudo de gas utiliza además de los gases de fundente, un gas del exterior.

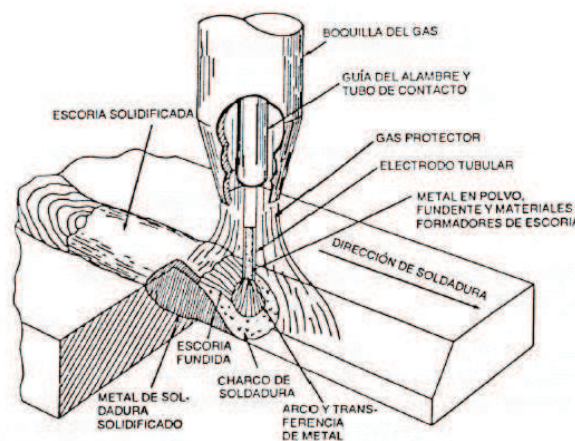


Figura 5.4. Soldadura FCAW

5.2.2.5. Análisis de los procesos de soldadura

La soldadura que generalmente se utiliza para puentes es aquella que tiene electrodo sumergido SAW, dado que no solo presenta una buena ductilidad, resistencia al impacto y resistencia a la corrosión, sino que también se realizan rápidamente, presentan una buena penetración y necesitan de menor cantidad de metal de relleno que el proceso SMAW. Sin embargo, únicamente se puede realizar soldaduras en posiciones planas y horizontales; adicionalmente al ser un proceso automático utiliza un equipo que dificulta su traslado para trabajos en campo.

En tanto que la soldadura GMAW es un proceso que no resulta recomendable para condiciones ambientales adversas, es decir, donde haya presencia de lluvia, viento, humedad, etc.; además su equipo es similar al de la soldadura SAW por lo cual no es recomendable para el campo, a pesar de que es un proceso económico y rápido.

La soldadura FCAW es un proceso que tiene una elevada tasa de aportación, y al ser el electrodo alimentado continuamente se incrementa la productividad, lo cual se ve reflejado en el bajo costo por soldadura. Además con este proceso se puede soldar en todas las posiciones y aceros de diferentes espesores. Este proceso tiene la desventaja de no utilizarse en campo debido a la inaccesibilidad del equipo aunque se ha creado una protección adicional para dichas aplicaciones.

En tanto que el proceso EGW se caracteriza por ser utilizado en posición vertical.

Razón por la cual se va a utilizar la soldadura FCAW para procesos de fabricación, es decir, aquellos realizados en el taller dado que representa menor desperdicio de electrodos y tiempo en su cambio debido a que es alimentado continuamente, en comparación con el proceso SMAW en el cual se pierde tiempo en el cambio de electrodos además que su consumo es mayor. Sin embargo en los procesos de montaje, es decir, que se realizan en campo donde afecta directamente las condiciones climáticas resulta beneficioso utilizar el proceso SMAW debido que la protección creada por el material fundente no se pierde con el aire, acción que si sucede con el proceso FCAW. Demás con el equipo del proceso SMAW es más fácil acceder a zonas complicadas.

5.2.3. CLASIFICACIÓN DE LA SOLDADURA

5.2.3.1. Tipo de junta

Una junta es la parte a rellenar para unir dos materiales o piezas.

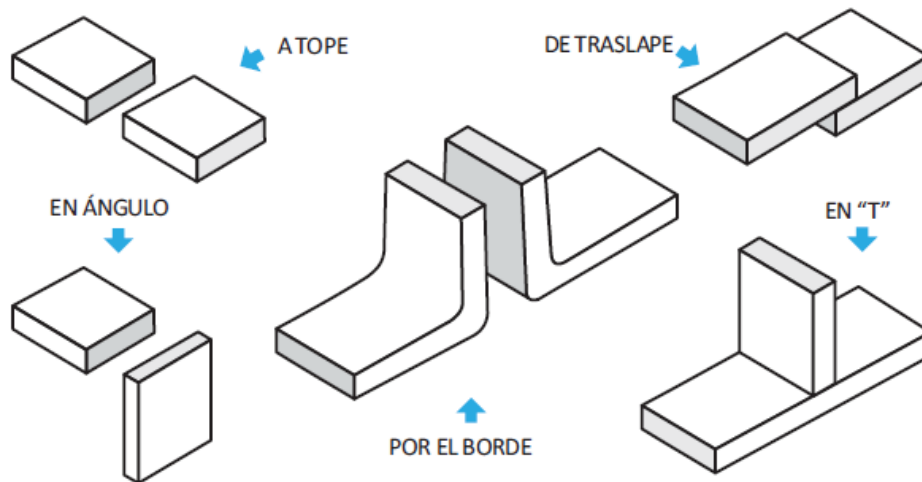


Figura 5.5. Preparación de juntas para la soldadura

5.2.3.2. Tipos de soldaduras o de cordón

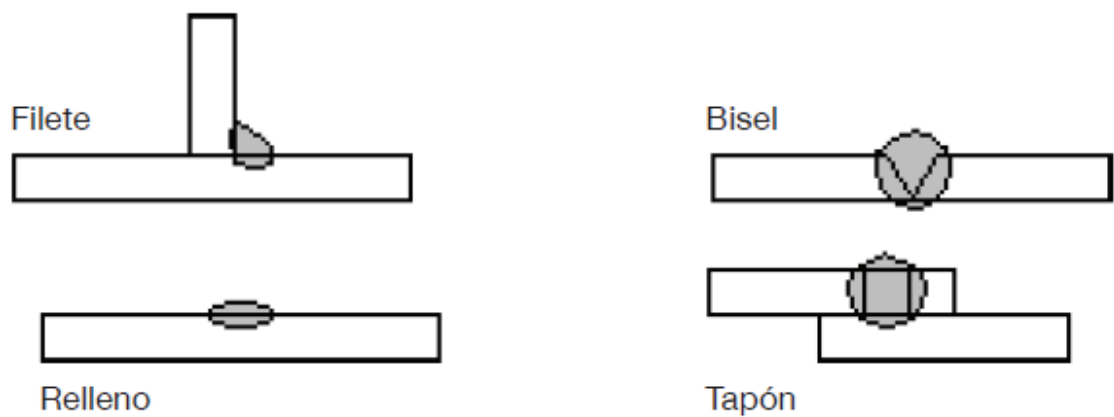


Figura 5.6. Tipo de soldaduras

5.2.3.3. Variaciones del bisel

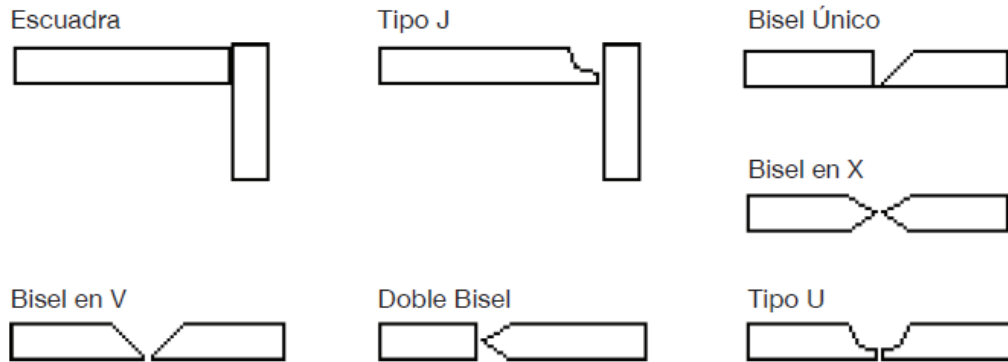


Figura 5.7. Tipos de biseles

5.2.3.4. Posiciones de soldaduras

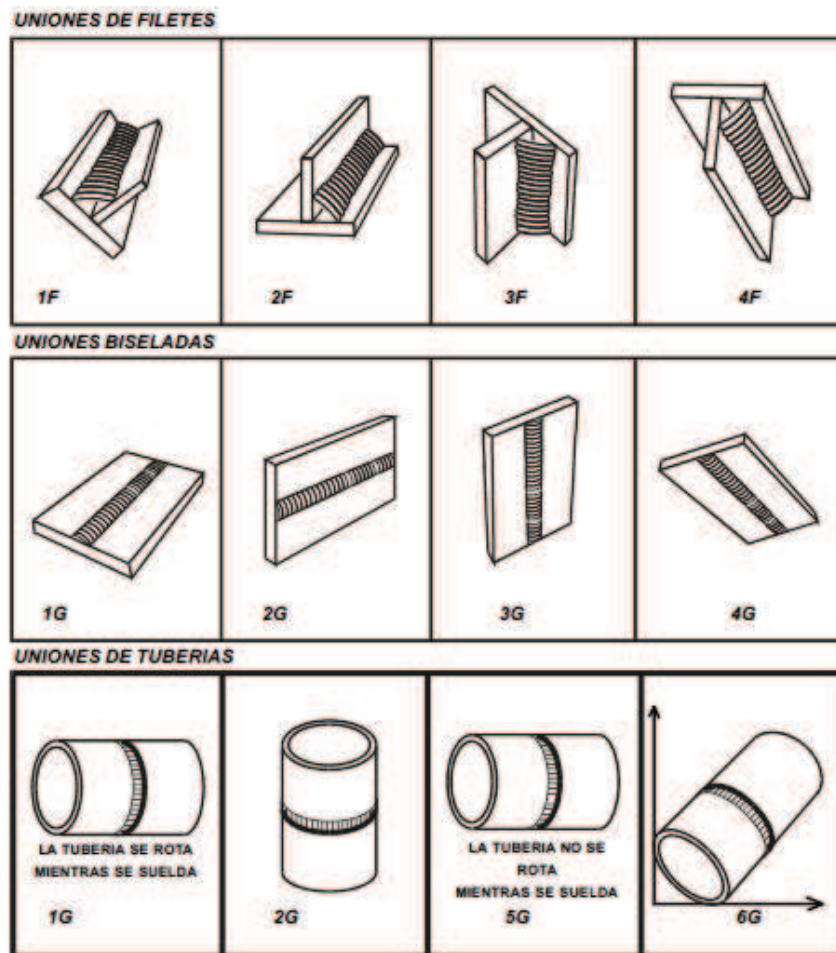


Figura 5.8. Posiciones de soldadura tipo filete, ranura y para tubos

5.2.4. MATERIAL BASE

El material base es el material utilizado para el diseño de los elementos del puente, existen varios tipos como ya se mencionó anteriormente, sin embargo se seleccionó el acero estructural ASTM A588 grado A (de acuerdo a la AASHTO es el acero A709 grado 50W).

5.2.5. ELECTRODO

De acuerdo a la norma AWS D1.5, para los procesos de soldadura seleccionados y de acuerdo al material base, se dispone de los siguientes electrodos, los mismos que son requerimientos para la calificación del WPS:

Tabla 5.1. Requisitos del material de relleno para calificar el WPS

Designación ASSTHO (ASTM)	Especificación AWS del electrodo
M270 / A709 Gr. 50 W 100 mm (4 in) e inferiores	SMAW AWS A5.1 E 7016, E 7018, E7028

Fuente: Norma AWS D1.5, Sección 4

Tabla 5.2. Requisitos del material de relleno para calificar el WPS

Designación ASSTHO (ASTM)	Especificación AWS del electrodo	Esfuerzo Mínimo de Fluencia MPa (ksi)	Esfuerzo Mínimo de tensión MPa (ksi)	Elongación en 50 mm (2in)%
M270 / A709 Gr. 50 W 100 mm (4 in) e inferiores	FCAW AWS A5.20 E 7XT-1 E 7XT-5	345 (50)	470 (67)	22

Fuente: Norma AWS D1.5, Sección 4

De acuerdo a los datos obtenidos de la norma AWS D1.5, los electrodos E7018 para el proceso SMAW y E71T-1 para el proceso FCAW son los seleccionados para la conexión de los elementos del puente.

Así la denominación para estos electrodos es:

- Electrodo Para Soldadura SMAW

La denominación de los metales de aporte se basa en la especificación AWS A5.1, en el cual el electrodo cubierto de acero dulce se denomina así:

E - X X X X
└───┘
1 2 3 4

Dónde:

- (1) Lo identifica como electrodo E
- (2) Los dos primeros dígitos indican la resistencia a la tensión x1000 psi.
- (3) Indica la posición que se debe usar para optimizar la operación del electrodo.
- (4) Indica la usabilidad del electrodo, es decir, el tipo de fundente y sus características propias operacionales.

Ejemplo: electrodo E70 18

E = Electrodo cubierto

70 = 70x1000 psi = 60000 psi de fuerza de tensión.

1 = Cualquier posición de soldadura

8 = Revestimiento tipo básico

- Electrodo Para Soldadura FCAW

La denominación de los metales de aporte se basa en la especificación AWS A5.20, en el cual el electrodo cubierto de acero dulce se denomina así:

E X X T - X
1 2 3 4 5

Dónde:

- (1) Indica que es electrodo E
- (2) El primer dígito indica la resistencia mínima a la tracción del metal depositado x10 000 psi.
- (3) Indica la posición de soldadura, puede ser "0" adecuada para posición plana y horizontal, o "1" adecuada para toda posición.

- (4) La letra T indica que es un alambre tubular con núcleo fundente.
- (5) Indica el uso del electrodo, es decir, la polaridad y características generales de operación.

Ejemplo: electrodo E71T-1

E = Electrodo

7 = 7×10000 psi = 70000 psi de fuerza de tensión.

1 = Cualquier posición de soldadura.

T = Alambre Tubular con Núcleo Fundente.

1 = Protección gaseosa 100% CO₂

5.2.6. TEMPERATURA DE PRECALENTAMIENTO Y ENTRE PASES

El espesor del material base determina la temperatura de precalentamiento que debe realizarse para una buena fusión del material base y material de aporte, su mala fusión representa defectos en el cordón de soldadura.

Tabla 5.3. Temperatura mínima de precalentamiento y entre pases

Proceso de Soldadura	Metal Base	A 20 mm [3/4 pulg]	Espesor de la parte más gruesa en el punto de soldadura, mm [pulg]		
			Sobre 20 mm [3/4"] a 40 mm [1 1/2"]	Sobre 40 mm [1 1/2"] a 60 mm [2 1/2"]	Sobre 60 mm [2 1/2"]
SMAW, FCAW	A588 (A 709 M Gr. 50 W)	10 [50]	20 [70]	65 [150]	110 [225]

Fuente: Norma AWS D1.5, Sección 4.

5.2.7. MÁQUINAS PARA SOLDADURA

Para realizar un buen cordón de soldadura es necesario un equipo adecuado para cada proceso de soldadura, así las características que requiere la máquina de soldar está determinado por el electrodo que se usa, estas son:

- Equipo de soldadura para SMAW con electrodo E7018
 - ✓ Tipo de corriente: Corriente Continua, Electrodo Positivo
 - ✓ Posición de soldadura: Toda posición, excepto vertical descendente
 - ✓ Intensidad de corriente y voltaje: depende del tipo de soldadura y del tipo de junta que se realice en cada elemento a unir.

Tabla 5.4. Guía de parámetros para soldar

Diámetro (mm)	Diámetro (pulg)	Longitud (mm)	Intensidad (A)	Peso Paq. (kg)
2,50	3/32	350	60-100	10
3,25	1/8	350/450	90-140	10/12
4,00	5/32	350/450	120-190	10/12
5,00	3/16	350/450	160-230	10/12
6,00	1/4	450	210-300	12

Fuente: Lincoln Electric, Catálogo: Electrodo Revestidos, pág. 18

- Equipo de soldadura para FCAW con electrodo E71T1
 - ✓ Tipo de corriente: Corriente Continua, Electrodo Positivo
 - ✓ Posición de soldadura: Toda posición, excepto vertical descendente
 - ✓ Intensidad de corriente y voltaje: depende del tipo de soldadura y del tipo de junta que se realice en cada elemento a unir.

Tabla 5.5. Guía de parámetros para soldar

Diámetro	Posición	Velocidad m/min	Amperaje A (Voltaje V)	Deposición kg/h
1,2 mm(0,045")	Plana/horizontal	15,75	120 (22) a 300 (30)	4
	Vertical Asc.	11,50	120 (22) a 260(28)	2
	Sobrecabeza	16,50	120 (25) a 300(30)	4
1,6 mm (1/16")	Plana/horizontal	10,00	180 (24) a 450(36)	5,40
	Vertical Asc.	8,40	180 (24) a 280(28)	3,90
	Sobrecabeza	10,60	180 (27) a 300(30)	4,60

Fuente: Nicrosol, Soldaduras especiales

5.2.8. TAMAÑO DE LAS SOLDADURAS DE RANURA

Tabla 5.6. Tamaño mínimo para soldaduras de ranura de penetración parcial

Espesor del material base de la parte unida más delgada (T)	Tamaño mínimo efectivo de soldadura
$T \leq 20 \text{ mm (3/4")}$	6 mm (1/4")
$T > 20 \text{ mm (3/4")}$	8 mm (5/16")

Fuente: Norma AWS D1.5, Sección 2.

5.2.9. TAMAÑO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

Tabla 5.7. Tamaño mínimo de la soldadura de filete

Espesor del material base de la parte unida más delgada (T)	Tamaño mínimo efectivo de soldadura
$T \leq 20 \text{ mm (3/4")}$	6 mm (1/4")
$T > 20 \text{ mm (3/4")}$	8 mm (5/16")

Fuente: Norma AWS D1.5, Sección 2.

5.2.10. REQUISITOS DEL ASD³³

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el tamaño de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a $\frac{1}{4}$ de la longitud de la soldadura.
- El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de $\frac{1}{4}$ pulg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, la soldadura no debe ser mayor que el espesor del material menos $\frac{1}{16}$ pulg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta.
- Los filetes permisibles mínimos se dan en la tabla 5.7, los mismo se desarrollan tomando en consideración el efecto de enfriamiento, dado que

³³McCormac Jack, Diseño de Estructuras de Acero Método ASD.

en soldaduras pequeñas se produce un enfriamiento rápido que disminuye la ductilidad.

- Cuando sea posible, deben realizarse vueltas en el extremo (remates) para soldadura de filete. La longitud de estas vueltas no debe ser menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura. La especificación ASD J2.2^a establece que la longitud efectiva de una soldadura de filete incluirá la longitud del remate.
- En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 pulg.

5.2.11. ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA SOLDADURA

La tabla 5.8 muestra que los esfuerzos permisibles son menores para ciertos tipos de soldaduras de penetración parcial que para los de penetración completa.

Tabla 5.8. Esfuerzos permisibles en la soldadura

Tipo de soldadura	Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible
Soldadura de ranura de penetración completa	Tensión normal al área efectiva	Igual que el metal base
	Compresión normal al área efectiva	Igual que el metal base
	Tensión o compresión paralela al eje de soldadura	Igual que el metal base
	Cortante sobre el área efectiva	0,30 x resistencia nominal a tensión del metal de soldadura

Soldadura de ranura de penetración parcial	Tensión normal al área efectiva	0,30 x resistencia nominal de tensión del metal de soldadura
	Compresión normal al área efectiva	Igual que el metal base
	Tensión o compresión paralela al eje de soldadura	Igual que el metal base
	Cortante sobre el área efectiva	0,30 x resistencia nominal de tensión del metal de soldadura
Soldadura de filete	Cortante sobre el área efectiva	0,30 x resistencia nominal de tensión del metal de soldadura
	Tensión o compresión paralela al eje de soldadura	Igual que el metal base

Fuente: Jack C. McCormac; Diseño de Estructuras Metálicas Método ASD, Cuarta Edición, página 366

5.2.12. CÁLCULO DE CONEXIONES

5.2.12.1. Diseño de la soldadura del larguero a la viga de piso

Se debe considerar que una viga está sometida a momentos y cortantes, el diseño de soldadura sometida a momento se realiza sobre los patines con una soldadura de ranura de penetración completa, en tanto que la soldadura sometida a cortantes se diseña en el alma de la viga con dos filetes, uno a cada lado del alma, según el análisis realizado por Jorge Pillajo y Edgar Sarmiento en su proyecto de Titulación.

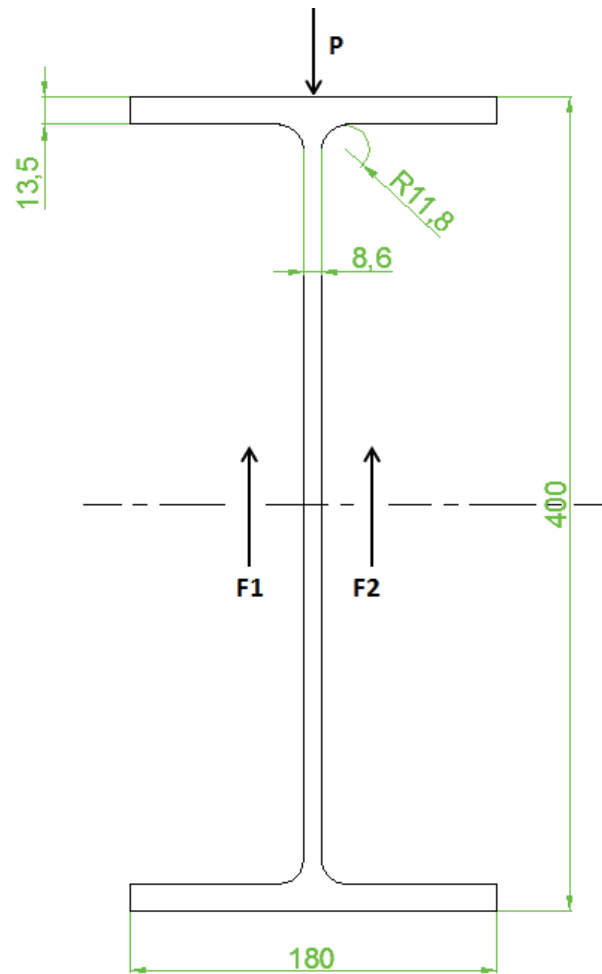


Figura 5.9. Esquema de fuerzas que actúan en el larguero

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

Tomando en consideración que las cargas que actúan en el larguero son las cargas muertas, vivas y de impacto, se tiene que la condición crítica es cuando actúan las siguientes fuerzas:

$$P = 156556,31 + 224260,57 + 5485,23 = 386302,11 \text{ N}$$

A continuación se realiza una sumatoria de fuerzas que se ejercen sobre la soldadura:

$$\sum Fy = 0$$

$$P = F_1 + F_2$$

La aplicación de la fuerza P es central, es decir, mantiene la misma distancia hacia cada uno de los cordones de soldadura, de manera que las fuerza F1 y F2 tienen la misma magnitud.

$$F_1 = F_2$$

$$P = 2F_1$$

$$F_1 = \frac{385\,454,62\text{ N}}{2} = 192\,727,31\text{ N}$$

Considerando que la resistencia permisible de la soldadura debe ser mayor que la resistencia real de la misma, se tiene que:

$$f_{vs} \leq F_{vs}$$

$$\frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

Dónde:

f_{vs} : Esfuerzo Real de la soldadura

F_{vs} : Esfuerzo Permisible de la soldadura

F_{cordon} : Fuerza cortante sobre la garganta de la soldadura

$A_{\text{cordon, corte}}$: área efectiva del cordón de soldadura

Esfuerzo permisible de soldadura

El esfuerzo permisible de una soldadura de filete que está sometido a esfuerzos cortantes, es igual al 30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura.

$$F_{vs} = 0,3 \times (Sut\text{ soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70)\text{ ksi}$$

$$F_{vs} = 21\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \times \frac{4,45\text{ N}}{1\text{lb}} \times \frac{\text{pulg}^2}{(2,54\text{cm})^2}$$

$$F_{vs} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times Le$$

$$g = 0,707 \times w$$

$$Le = Lr - 2 \times w$$

Dónde:

g : garganta o espesor efectivo

w : lado de la soldadura

Le : longitud efectiva

Lr : longitud total de la soldadura

- NOTA: De acuerdo a la tabla 5.7 obtenida de la norma AWS D1.5, para un material base de espesor menor de 20 mm el lado mínimo de soldadura es 6 mm. Por lo tanto, se asume que el lado de la soldadura es $w=7\text{mm}$.

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times 7 \times Le$$

Longitud efectiva de la soldadura:

$$\frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

$$\frac{192727,31 \text{ (N)}}{0,707 \times 0,7 \times L(\text{cm})} = 14484,78 \left(\frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$Le = 26,89 \text{ (cm)}$$

$$Lr = Le + 2 \times w$$

$$Lr = 26,89 + 2 \times 0,7 = 28,29 \text{ cm}$$

- De acuerdo a la norma ASD, la longitud mínima de la soldadura no debe ser menor de 4 veces la dimensión del lado de la soldadura, caso contrario, el lado de la soldadura debe reducirse a $\frac{1}{4}$ de la longitud real de la soldadura.

$$L_{\text{min}} = 7 \times 4 = 28 \text{ mm}$$

$$Lr > L_{\text{min}}$$

$$282,9 > 28 \text{ mm}$$

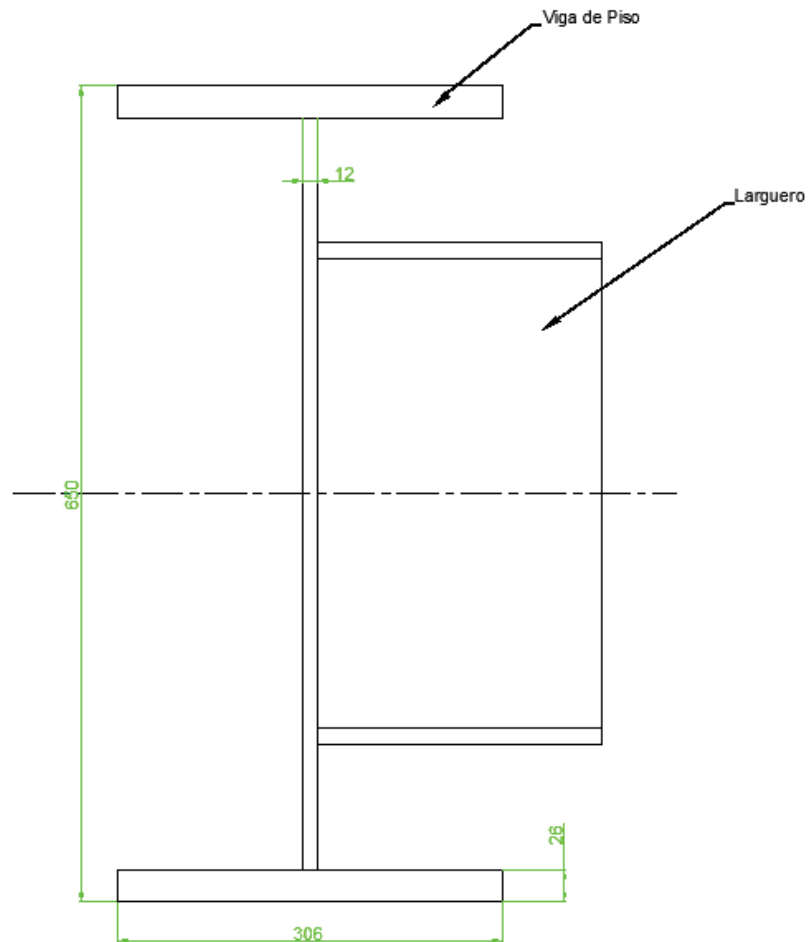


Figura 5.10. Conexión del larguero a la viga de piso

ANÁLISIS DEL MOMENTO

El momento flexionante en la viga alrededor de su eje mayor es resistido por los patines, el mismo que se resuelve con la descomposición de un par de fuerzas que actúan sobre los patines, es decir, que en el patín superior actúa la fuerza a tensión mientras que en el patín inferior actúa la fuerza a compresión. Estas fuerzas axiales se calculan de la siguiente manera:

$$P = \frac{M}{d}$$

Dónde:

P: Fuerza axial factorizada en la placa del patín, de tensión o compresión.

M: Momento de extremo factorizado de la viga

d: brazo de momento entre las líneas centrales de las placas de patín

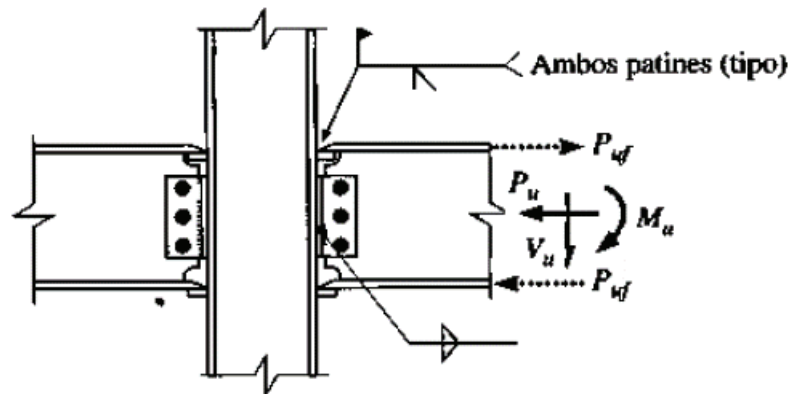


Figura 5.11. Conexión de momento directamente soldada

De lo cual, se tiene:

$$F = \frac{247079,38 \text{ Nm}}{(400 - 13,5) \text{ mm} \left(\frac{1\text{m}}{1000\text{mm}} \right)}$$

$$F = 639273,95 \text{ N}$$

En los patines se realiza una soldadura de penetración completa, en la cual la resistencia es:

$$f_{vs} = \frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}}$$

En la cual el área se calcula de la siguiente manera:

$$A_{\text{cordon, corte}} = te \times Le$$

Donde:

te: espesor de la placa más delgada unida

Le: ancho de la parte a ser unida

$$A_{\text{cordon, corte}} = 13,50 \times 180 = 2430 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 24,3 \text{ cm}^2$$

El patín superior se encuentra a tensión, por lo tanto en base a la tabla 5.8, para una soldadura de ranura de penetración completa, el esfuerzo permisible es igual

al del metal base. De acuerdo a la sección D de la norma ASD, el esfuerzo permisible de un material a tensión es igual a $0,6 S_y$, así la resistencia del material de aporte es:

$$F_{vs} = 0,6(50) = 30 \text{ ksi}$$

$$F_{vs} = 20692,54 \frac{N}{cm^2}$$

$$\frac{F_{cordon}}{A_{cordon, corte}} = F_{vs}$$

$$F_{cordon} = 20692,54 \times 24,3$$

$$F_{cordon} = 502828,72 \text{ N}$$

Como se observa la fuerza que resiste el cordón es menor que la fuerza generada por el momento, por lo tanto se concluye que el cordón no resistirá y debe reforzarse mediante una placa auxiliar.

Placa auxiliar

La fuerza que debe resistir la placa auxiliar es:

$$F = 639273,95 - 502828,72 \text{ N}$$

$$F = 136445,23 \text{ N}$$

Tomando en consideración que dicha fuerza debe ser soportada por dos placas soldadas en la parte interna del patín una a cada lado del alma.

$$F = 68222,62 \text{ N}$$

Asumiendo que la placa auxiliar tenga un espesor de 1,2 cm, entonces:

$$\frac{68222,62 \text{ N}}{1,2 \times Le} \leq 20692,54 \frac{N}{cm^2}$$

$$Le = 2,7 \text{ cm}$$

La soldadura de la placa auxiliar al larguero debe resistir el corte, por lo cual se diseña una soldadura a traslape, la cual debe ser:

- El tamaño mínimo de la soldadura para un espesor placa de 12 mm, es 6mm.
- El tamaño máximo de la soldadura para un espesor mayor de 6 mm, es igual al espesor de la placa menos 2 mm

$$w_{max} = 12 - 2 = 10 \text{ mm}$$

Si se toma un tamaño de soldadura de 6 mm, se tiene que soldar una longitud igual a:

$$L = \frac{68222,62 \text{ N}}{0,6 \times 0,707 \times (0,3 \times 70000 \frac{lb}{pulg^2} \times \frac{4,45 \text{ N}}{1lb} \times \frac{pulg^2}{(2,54cm)^2})}$$

$$L = 11,1 \text{ cm}$$

Es decir, se requiere de dos placas cuyas dimensiones son: 4,20 x 2,7 x 1,2 cm.

Debido a la falta de espacio para la realización de la soldadura, la junta de ranura se realizará con bisel hacia la parte interna del patín, es por ello que es necesario orificios de acceso de la soldadura o también llamado orificios de ratón. De acuerdo a la norma AWS D1.1, estos orificios deben tener una longitud (l) desde la garganta de la preparación de la soldadura no menor a 1 ½" veces el espesor del material en el cual se hace el orificio. En tanto que la altura, debe ser adecuada para que se pueda realizar una soldadura de calidad, pero no debe ser menor que el espesor del material o menor de 20 mm, cualquiera que sea más grande. El radio promueve una zona de transición leve y típicamente es igual a 10mm.

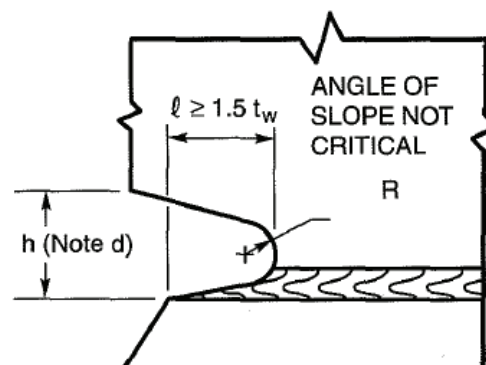


Figura 5.12. Diseño de un acceso de soldadura u orificio de ratón³⁴

³⁴Norma AWS D1.5

$$l \geq 1,5 \times 8,6 = 12,90 \text{ mm}$$

$$l = 15$$

$$h > 8,6 \text{ mm}$$

$$h_{min} = 20 \text{ mm}$$

$$h = 25 \text{ mm}$$

$$R \geq 10 \text{ mm}$$

5.2.12.2. Diseño de la soldadura alma-patín de la viga de piso

La viga de piso está diseñada como una viga armada de patín ancho, a continuación se diseña la conexión del alma al patín por medio de soldadura que debe resistir las fuerzas cortantes que actúan en los patines y el alma.

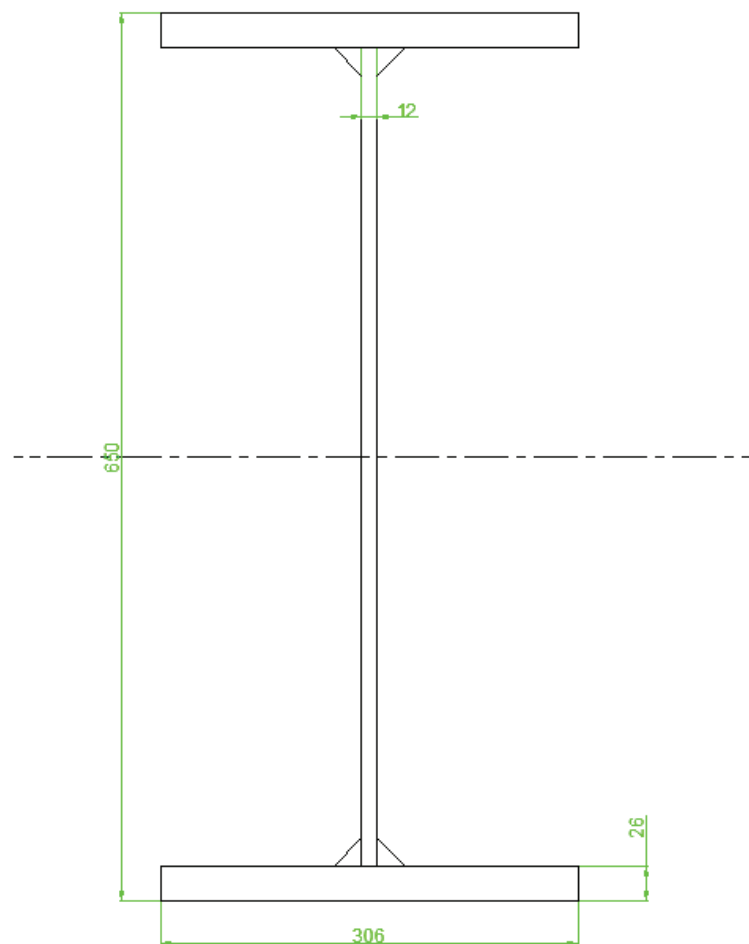


Figura 5.13. Conexión alma-patín de la viga de piso

Tomando en consideración que el patín debe resistir el cortante, se debe cumplir la siguiente relación:

$$2F_d \geq f$$

Dónde:

$f = \text{Flujo Cortante N/cm}$

$F_d = \text{Resistencia de diseño de cada soldadura por unidad de longitud}$

La resistencia de diseño se multiplica por 2, dado que son dos soldaduras de filete a cada lado del alma por patín las que soportan en flujo cortante.

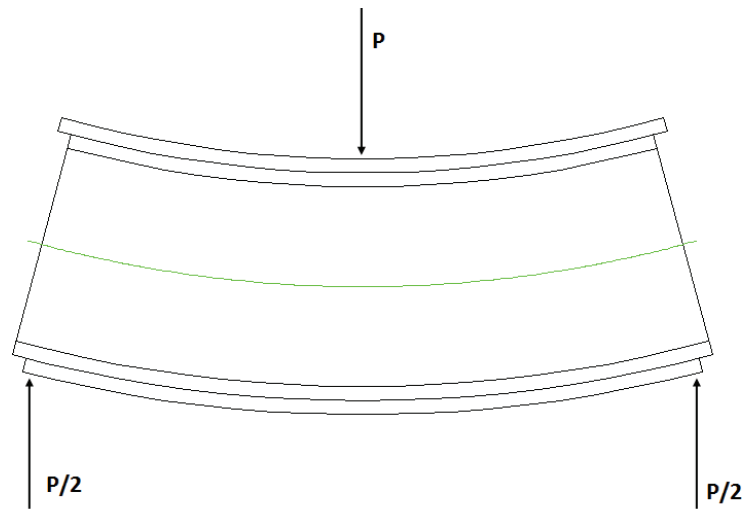


Figura 5.14. Desplazamiento de los patines en flexión

El flujo cortante f es igual a:

$$f = \frac{V \times Q}{I}$$

$$Q = A \times y$$

Dónde:

$V = \text{Fuerza cortante factorizada máxima}$

$Q = \text{Momento estático del área combinada } A$

$I = \text{Momento de Inercia de la Sección Transversal}$

$A = \text{Área de la sección transversal de la placa del patín}$

$y = \text{distancia del eje neutro de la sección al centroide del área } A$

De secciones anteriores referentes al diseño de la viga de piso se obtienen los siguientes datos:

$$V_{\text{máx}} = 617347,27 \text{ N}$$

$$I_{xx} = 176278,49 \text{ cm}^4$$

$$A = 306 \times 26 = 7956 \text{ mm}^2 = 79,56 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{650 - 26 \times 2}{2} + \frac{26}{2} = 312 \text{ mm} = 31,2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{617347,27 \text{ N} \times 79,56 \text{ cm}^2 \times 31,2 \text{ cm}}{176278,49 \text{ cm}^4}$$

$$f = 8693,2 \frac{\text{N}}{\text{cm}}$$

La resistencia de diseño F_d es igual a:

$$F_d = g \times F_{vs}$$

$$F_{vs} = 0,3 \times 67 = 20,1 \text{ ksi} = 13864,003 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$F_d = (0,707 \times w) \times 13864$$

Por lo tanto, el lado de la soldadura debe ser:

$$2F_d \geq f$$

$$2 \times (0,707 \times w) \times 13864,003 \geq 8693,2$$

$$w = \frac{8693,2}{2 \times 0,707 \times 13864}$$

$$w = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ mm}$$

De acuerdo a lo que establece la norma AWS D1.5 para un espesor menor de 20 mm el lado mínimo de filete es 6 mm tomando en consideración el espesor de la parte más delgada a unir, y observado que el tamaño de la soldadura es menor que el mínimo, se toma un valor de 8 mm para el tamaño de soldadura.

Cabe mencionar, que el lado de soldadura está diseñado para la fuerza cortante máxima en cualquier punto de la viga a lo largo de toda su longitud; es así que al estar sometido a una fuerza cortante menor a diferente longitud, el cordón de soldadura resistirá.

De acuerdo a lo que especifica la norma AREMA, la conexión de alma- patín de una viga debe ser a lo largo de toda su longitud, es decir, no se debe diseñar soldaduras intermitentes; además que se utiliza con mayor efectividad el método de soldadura seleccionado al no realizar paros continuos de la soldadura en el taller.

5.2.12.3. Diseño de la soldadura de la viga de piso al trabe principal

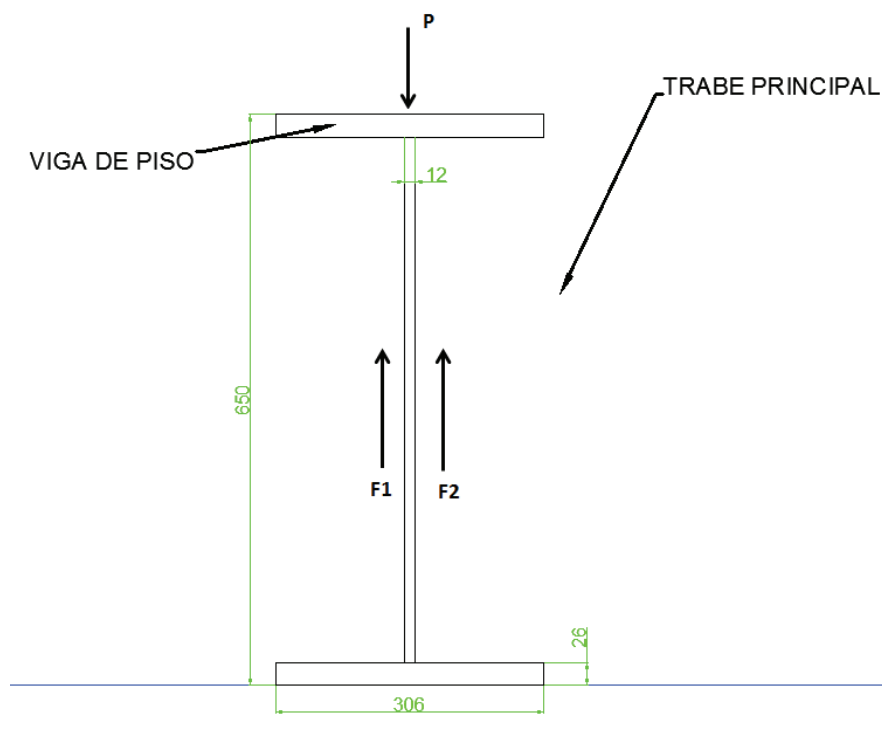


Figura 5.15. Esquema de fuerzas que actúan en la viga de piso

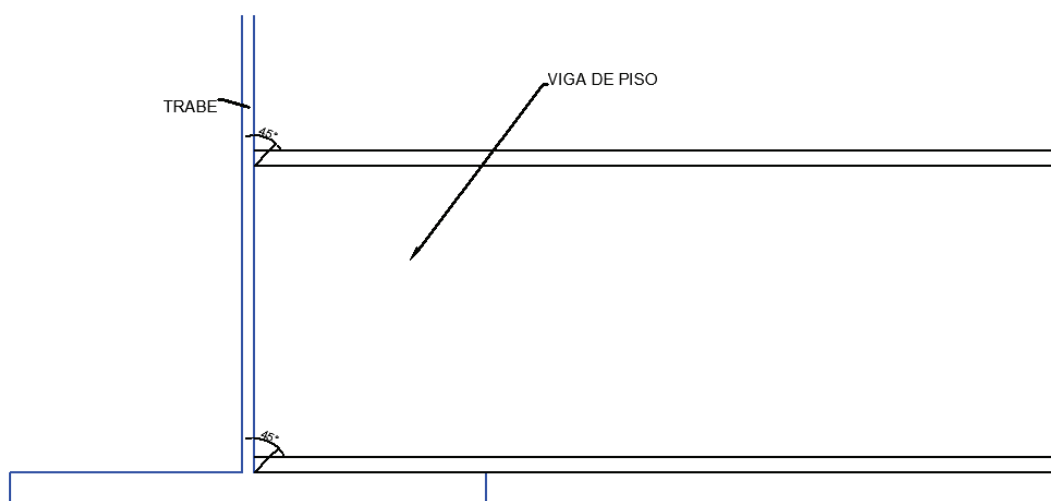


Figura 5.16. Conexión entre la viga de piso la trabe principal

$$\sum F_y = 0$$

$$P = F_1 + F_2$$

La aplicación de la fuerza P es central, es decir, mantiene la misma distancia hacia el cordón de soldadura, de manera que las fuerza F1 y F2 tienen la misma magnitud.

$$F_1 = F_2$$

$$P = 2F_1$$

$$P = 14924,07 + 356000 + 246423,2 = 617347,27 \text{ N}$$

$$F_1 = \frac{617347,27 \text{ N}}{2} = 308673,64 \text{ N}$$

Considerando que la resistencia de la soldadura debe ser mayor que la resistencia del material base, se tiene que:

$$f_{vs} \leq F_{vs}$$

$$\frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70) \text{ ksi}$$

$$F_{vs} = 21\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \times \frac{4,45 \text{ N}}{1\text{lb}} \times \frac{\text{pulg}^2}{(2,54\text{cm})^2}$$

$$F_{vs} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times L$$

$$g = 0,707 \times w$$

Consideraciones:

$$tw = 12 \text{ mm} = 0,47244 \text{ pulg}$$

$$tw > 1/4"$$

$$w_{\text{max}} = 12 \text{ mm} - 2 \text{ mm}$$

$$w_{\text{max}} = 10 \text{ mm}$$

$$w_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$$

A partir de las consideraciones anteriores, se asume que el lado de la soldadura es $w=7\text{mm}$.

Por lo tanto,

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times 7 \times Le \text{ (mm)}$$

Longitud efectiva de la soldadura:

$$\frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

$$\frac{308673,64 \text{ (N)}}{0,707 \times 0,7 \times Le \text{ (cm)}} = 14484,78 \left(\frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$Le = 43,06 \text{ (cm)}$$

$$Lr = Le + 2 \times w$$

$$Lr = 43,06 + 2 \times 0,7 = 44,46 \text{ cm}$$

Consideraciones:

$$L_{\text{min}} = 7 \times 4 = 28 \text{ mm}$$

$$Lr > L_{\text{min}}$$

$$444,6 > 28 \text{ mm}$$

Por lo tanto, si cumple la condición y se acepta el cordón de soldadura para resistir el cortante.

Análisis del momento

Se realiza la sumatoria de momentos para determinar la fuerza que resiste del cordón, tomando en consideración que el momento es 1 232 017,33 N-m.

$$\sum M = 0$$

$$F \times (650 - 26) = 1\,232\,017,33$$

$$F = \frac{1\,232\,017,33 \text{ Nm}}{(650 - 26) \text{ mm} \left(\frac{1\text{m}}{1000\text{mm}} \right)}$$

$$F = 1\,974\,386,75 \text{ N}$$

Resistencia de la soldadura de ranura de penetración completa:

$$f_{vs} = \frac{F_{cordon}}{A_{cordon, corte}}$$

$$A_{cordon, corte} = 306 \times 26 = 7956 \text{ mm}^2$$

$$A_{cordon, corte} = 79,56 \text{ cm}^2$$

Resistencia para el material de aporte:

$$f_{vs} = 0,6(50) = 30 \text{ ksi}$$

$$f_{vs} = 20\,692,54 \frac{N}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cordon} = 20\,692,54 \times 79,56$$

$$F_{cordon} = 1\,646\,298,48 \text{ N}$$

Como la fuerza que resiste el cordón es menor que la fuerza generada por el momento máximo de la viga de piso, entonces se puede decir, que es necesario soldar una placa auxiliar al patín de la viga de piso que resista la fuerza residual.

Placa auxiliar

La fuerza que debe resistir la placa auxiliar es:

$$F = 1\,974\,386,75 - 1\,646\,298,48 \text{ N}$$

$$F = 328\,088,26 \text{ N}$$

Asumiendo que la placa auxiliar tenga un espesor de 1,8 cm, entonces:

$$\frac{328\,088,26 \text{ N}}{1,8 \times Le} \leq 20\,692,54 \frac{N}{\text{cm}^2}$$

$$Le = 8,8 \text{ cm}$$

La soldadura de la placa auxiliar a la viga de piso debe resistir el corte, por lo cual se diseña una soldadura a traslape, la cual debe ser:

- El tamaño mínimo de la soldadura para un espesor placa de 18 mm, es 6 mm.
- El tamaño máximo de la soldadura para un espesor mayor de 6,35 mm, es igual al espesor de la placa menos 2 mm.

$$w_{max} = 18 - 2 = 16 \text{ mm}$$

Si se toma un tamaño de soldadura de 10 mm, se tiene que soldar una longitud igual a:

$$L = \frac{328\,088,26 \text{ N}}{1 \times 0,707 \times (0,3 \times 70000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \times \frac{4,45 \text{ N}}{1 \text{ lb}} \times \frac{\text{pulg}^2}{(2,54 \text{ cm})^2})}$$

$$L = 32 \text{ cm}$$

Es decir, se requiere de una placa cuyas dimensiones son: 11,8 x 8,9 x 1,8 cm.

5.2.12.4. Diseño de la soldadura patín-alma de la trabe



Figura 5.17. Conexión alma-patín de la trabe principal

El análisis de la conexión del alma al patín de la trabe se realiza en base a los esfuerzos cortantes que actúan sobre los mismos. Es por ello que debe cumplir con la relación:

$$2F_d \geq f$$

El flujo cortante f es igual a:

$$f = \frac{V \times Q}{I}$$

$$Q = A \times y$$

De secciones anteriores referentes al diseño de la trabe se obtienen los siguientes datos:

Fuerza cortante máxima igual a:

$$V_{max} = 393\,087,11 + 1\,608\,159,84 + 575\,077,95$$

$$V_{max} = 2\,576\,324,9\,N$$

El momento de inercia de la sección transversal es:

$$I_x = 20433047,68\,m^4$$

El área de la sección transversal es igual a:

$$A = 889 \times 62 = 55\,118\,mm^2$$

$$A = 551,18\,cm^2$$

En tanto que, la distancia del eje neutro al centroide del patín es:

$$y = \frac{2500}{2} + \frac{62}{2} = 1281\,mm$$

De ahí que el flujo cortante resulta:

$$f = \frac{2\,576\,324,9\,N \times 551,18\,cm^2 \times 128,1\,cm}{20\,433\,047,68\,cm^4}$$

$$f = 8902,46 \frac{N}{cm}$$

La resistencia de diseño F_d depende de la garganta de la soldadura, así como del esfuerzo de la soldadura, y es igual a:

$$F_d = g \times F_{vs}$$

Dado que la soldadura del patín- alma para las vigas diseñadas se realizará mediante un proceso automático, se usa el electrodo E71T-1 para el proceso FCAW, el cual tiene un esfuerzo mínimo de tensión de 67 ksi.

$$F_{vs} = 0,3 \times 67 = 20,1 \text{ ksi} = 13864,003 \frac{N}{cm^2}$$

$$F_d = (0,707 \times w) \times 13864$$

Por lo tanto, el lado de la soldadura debe ser:

$$2F_d \geq f$$

$$2 \times (0,707 \times w) \times 13864 \geq 8902,46$$

$$w = \frac{8902,46}{2 \times 0,707 \times 13864}$$

$$w = 0,45 \text{ cm} = 4,5 \text{ mm}$$

$$w \approx 5 \text{ mm}$$

Tomando en consideración, la tabla 5.7 en la que se indica el tamaño mínimo de la soldadura de filete en relación a la parte unida más delgada se tiene que será de 6 mm, sin embargo a cálculos realizados se tiene un aproximado de 5 mm para el tamaño de soldadura, se toma el tamaño para esta soldadura como 10 mm.

5.2.12.5. Diseño de la soldadura a tope de las trabes principales

En la soldadura a tope de las trabes actúan tanto las fuerzas cortantes como los momentos flectores, así la soldadura que se realiza en el empalme de almas es diseñada para soportan los esfuerzos cortantes, en tanto que al actuar los momentos flectores, el patín superior de la trabe está actuando a compresión y el patín de la viga inferior está actuando a tensión.

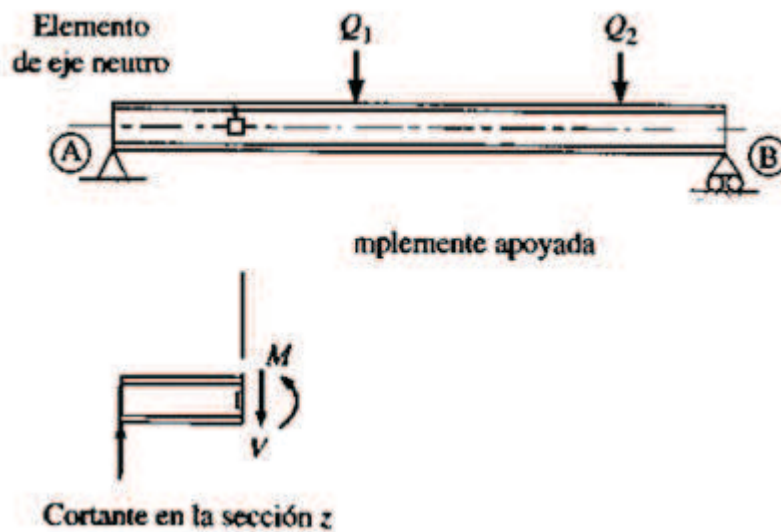


Figura 5.18. Pandeo por cortante del alma de una viga ³⁵

Las fuerzas cortantes actúan en las traveses por carga muerta, viva y de impacto son:

$$P = 408\,011,18 + 1608159,84 + 575077,95 = 2\,591\,248,97\,N$$

Tomando en consideración que la unión entre almas se va a realizar con una junta a tope de penetración completa, será dicha soldadura la que resista la fuerza generada por las reacciones, así si tiene la sumatoria de fuerzas:

$$\sum Fy = 0$$

$$P = F$$

$$F_1 = 2\,591\,248,97\,N$$

Considerando que la resistencia de la soldadura debe ser mayor que la resistencia del material base, se tiene que:

$$f_{vs} \leq F_{vs}$$

$$\frac{F_{cordon}}{A_{cordon, corte}} \leq F_{vs}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (Sut\ soldadura)$$

³⁵VINNAKOTA S., Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Traducido de la primera edición, Pág. 489

$$F_{vs} = 0,3 \times (70) \text{ ksi}$$

$$F_{vs} = 21\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \times \frac{4,45 \text{ N}}{1 \text{ lb}} \times \frac{\text{pulg}^2}{(2,54 \text{ cm})^2}$$

$$F_{vs} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = tw \times \text{peralte del alma}$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 18 \times (2500 - 10 \times 2) = 44\,640 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 446,40 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$F_{\text{cordon}} = F_{vs} \times A_{\text{cordon, corte}}$$

$$F_{\text{cordon}} = 14484,78 \times 446,40$$

$$F_{\text{cordon}} = 6\,466\,005,80 \text{ N}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que la fuerza que resiste el cordón es mayor que la fuerza que se ejerce sobre el material, por lo tanto es aceptable el cordón de soldadura de penetración completa.

Análisis del momento

Se realiza la sumatoria de momentos para determinar la fuerza de tensión que resiste del cordón, tomando en consideración el momento flector producido por las cargas muertas, vivas y de impacto:

El momento máximo es igual a:

$$M_{\text{max}} = (4\,706\,452,45 + 2\,0163\,315,01 + 7\,210\,401,31)$$

$$M_{\text{max}} = 32\,080\,168,77 \text{ N} - \text{m}$$

$$\sum M = 0$$

$$F \times (2500 + 62) = 32\,080\,168,77$$

$$F = \frac{32\,080\,168,77 \text{ Nm}}{(2500 + 62) \text{ mm} \left(\frac{1\text{m}}{1000\text{mm}}\right)}$$

$$F = 12\,521\,533,48$$

Resistencia de la soldadura de ranura de penetración completa:

$$f_{vs} = \frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}}$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 62 \times 889 = 55\,118 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 551,18 \text{ cm}^2$$

El patín inferior se encuentra a tensión, por lo tanto en base a la tabla 5.8 para una soldadura de ranura, el esfuerzo permisible es igual al del metal base. De acuerdo a la sección D de la norma ASD, el esfuerzo permisible de un material a tensión es igual a 0,6 Sy.

Resistencia para el material de aporte:

$$f_{vs} = 0,6(50) = 30 \text{ ksi}$$

$$f_{vs} = 20\,692,54 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{\text{cordon}} = 20\,692,54 \times 551,18$$

$$F_{\text{cordon}} = 11\,405\,314,2 \text{ N}$$

La resultante de la fuerza que soporta la soldadura es menor que la fuerza que se le aplica al material base y el cual debe resistir, indicando que debe colocarse una placa auxiliar.

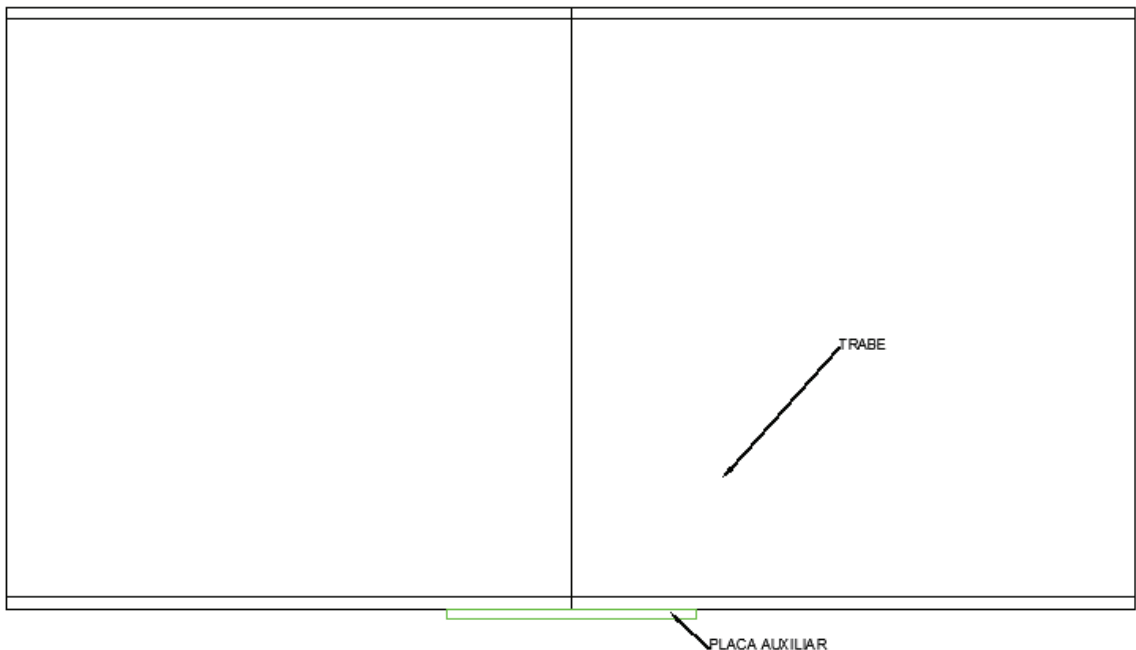


Figura 5.19. Empalme de travesaños con placa auxiliar en los patines

La fuerza que debe resistir la placa auxiliar es:

$$F = 12\,521\,533,48 - 11\,405\,314,2\,N$$

$$F = 1\,116\,219,28\,N$$

Asumiendo que la placa auxiliar tenga un espesor de 1,8 cm, entonces:

$$\frac{1\,116\,219,28\,N}{1,8 \times Le} \leq 20\,692,54 \frac{N}{cm^2}$$

$$Le = 30\,cm$$

La soldadura de la placa auxiliar al patín de la trabe debe resistir el corte, por lo cual se diseña una soldadura a traslape, la cual debe ser:

- El tamaño mínimo de la soldadura para un espesor placa de 18 mm, es 6 mm.
- El tamaño máximo de la soldadura para un espesor mayor de 6,35 mm, es igual al espesor de la placa menos 2mm.

$$w_{max} = 18 - 2 = 16\,mm$$

Si se toma un tamaño de soldadura de 14 mm, se tiene que soldar una longitud igual a:

$$L = \frac{1\ 116\ 219,28\ N}{1 \times 0,707 \times (0,3 \times 70000 \frac{lb}{pulg^2} \times \frac{4,45\ N}{1lb} \times \frac{pulg^2}{(2,54cm)^2})}$$

$$L = 109\ cm$$

Es decir, se requiere de una placa cuyas dimensiones son: 30 x 24,5 x 1,8 cm.

5.2.12.6. Soldadura de atiesadores

Soldadura de atiesadores de apoyo

La conexión principal del atiesador es aquella que se realiza con el alma de la trabe, es decir, esta conexión con junta de filete en T debe ser capaz de resistir toda la reacción aplicada.

- Para el lado externo de la trabe, la soldadura del atiesador tendrá el siguiente tamaño:

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

Reacción o fuerza concentrada en los atiesadores:

$$R = 2\ 591\ 248,93\ N$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70)\ ksi = 14484,78 \frac{N}{cm^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times w \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte 1}} = 0,707 \times w \times (2 \times 2500)$$

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$\frac{2\,591\,248,93\text{ N}}{0,707 \times w\text{ (cm)} \times \left(5000\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right)} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$w\text{ (cm)} = \frac{2\,591\,248,93\text{ N}}{0,707 \times \left(5000\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right) \times 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 5,1\text{ mm}$$

De acuerdo a lo que especifica la tabla 5.7, para soldaduras de filete el tamaño mínimo de soldadura es 6 mm para un espesor de placa menor de 20 mm, por lo tanto, el tamaño de la soldadura será 6 mm.

- Para el lado interno de la trabe, la soldadura del atiesador tendrá el siguientes tamaño:

$$\frac{F_{\text{cordon}}}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

$$F_{\text{cordon}} = R = 2\,603\,155,9\text{ N}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70)\text{ ksi} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times w \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte 2}} = 0,707 \times w \times (2 \times (2500 - 650))$$

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$\frac{2\,603\,155,9\text{ N}}{0,707 \times w\text{ (cm)} \times \left(3700\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right)} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$w\text{ (cm)} = \frac{2\,603\,155,9\text{ N}}{0,707 \times \left(3700\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right) \times 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 0,68\text{ cm} = 7\text{ mm}$$

Soldadura de atiesadores transversales

Los atiesadores son placas que se unen al alma de la trabe para soportar los cortantes, esta unión se realiza con soldaduras de filete a cada lado del atiesador que está unido al alma en T.

$$\frac{V}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

Cortante máximo que actúa sobre el atiesador:

$$V = 2\,549\,966,47\text{ N}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70)\text{ ksi} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times w \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte 1}} = 0,707 \times w \times (2 \times 2380)$$

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$\frac{2\,549\,966,47\text{ N}}{0,707 \times w\text{ (cm)} \times \left(2 \times 2380\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right)} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$w\text{ (cm)} = \frac{2\,603\,155,9\text{ N}}{0,707 \times \left(2 \times 2380\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right) \times 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 5,23\text{ mm} = 6\text{ mm}$$

Para soldaduras del atiesador al alma de la trabe, debe considerarse lo que especifica la norma AWS D1.5:

- Espaciamiento mínimo para inicio o final de la soldadura a partir de la zona de un ángulo mayor de 90° hasta el patín.

$$s = 4 \times t_{st}$$

$$s = 4 \times 26\text{ mm} = 104\text{ mm}$$

- Espaciamiento máximo para inicio o final de la soldadura a partir de la zona de un ángulo mayor de 90° hasta el patín.

$$s = 6 \times t_{st}$$

$$s = 6 \times 26 \text{ mm} = 156 \text{ mm}$$

5.2.12.7. Soldadura de cartelas

- **Soldadura de la base rectangular y borde exterior de la cartela**

La soldadura de las cartelas se diseñan para que puedan soportar una fuerza cortante transversal entre ésta y la viga de piso, así se tiene:

$$\frac{P}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

$$P = 313\,038,44 \text{ N}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70) \text{ ksi} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times w \times Le$$

$$A_{\text{cordon, corte 1}} = 0,707 \times w \times (2 \times 436)$$

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$\frac{313\,038,44 \text{ N}}{0,707 \times w \text{ (cm)} \times \left(2 \times 436 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ cm}}{10 \text{ mm}}\right)} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$w \text{ (cm)} = \frac{313\,038,44 \text{ N}}{0,707 \times \left(872 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ cm}}{10 \text{ mm}}\right) \times 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 3,5 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$$

De acuerdo a lo que especifica la tabla 5.7, para soldaduras de filete el tamaño mínimo de soldadura es 6 mm para un espesor de placa menor de 20 mm, por lo tanto, el tamaño de la soldadura será 6 mm.

Tomando en consideración que la misma fuerza debe ser soportada en la base de la cartela se acoge el mismo tamaño de soldadura, dado que la longitud del cordón en la base es mayor lo cual hace que el tamaño de la soldadura disminuya, siendo el escogido el mínimo que puede tener el cordón.

- **Soldadura de la altura de la cartela al alma de la trabe**

Se tiene que el cortante máximo que actúa sobre las cartelas, es:

$$V = 2\,576\,324,90\text{ N}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70)\text{ ksi} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times h_c$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times w \times h_c$$

$$A_{\text{cordon, corte}_1} = 0,707 \times w \times (2 \times 1850)$$

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$\frac{2\,576\,324,90\text{ N}}{0,707 \times w (\text{cm}) \times \left(2 \times 1850\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right)} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$w (\text{cm}) = \frac{2\,603\,155,9\text{ N}}{0,707 \times \left(3700\text{ mm} \times \frac{1\text{ cm}}{10\text{ mm}}\right) \times 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 6,8\text{ mm} = 7\text{ mm}$$

- **Soldadura de la placa sólida a la cartela**

La soldadura de la placa sólida a la cartela se diseña para que puedan soportar una fuerza P' entre ésta y la cartela, así se tiene:

$$\frac{P'}{A_{\text{cordon, corte}}} \leq F_{vs}$$

$$P = 989\,434,85 \text{ N}$$

Esfuerzo permisible de soldadura

$$F_{vs} = 0,3 \times (\text{Sut soldadura})$$

$$F_{vs} = 0,3 \times (70) \text{ ksi} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Área del cordón a corte

$$A_{\text{cordon, corte}} = g \times L_{bc}$$

$$A_{\text{cordon, corte}} = 0,707 \times w \times L_{bc}$$

$$A_{\text{cordon, corte}_1} = 0,707 \times w \times (2 \times 1950)$$

$$\frac{R}{A_{\text{cordon, corte}}} = F_{vs}$$

$$\frac{989\,434,85 \text{ N}}{0,707 \times w \text{ (cm)} \times \left(2 \times 1950 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ cm}}{10 \text{ mm}}\right)} = 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$w \text{ (cm)} = \frac{989\,434,85 \text{ N}}{0,707 \times \left(3900 \text{ mm} \times \frac{1 \text{ cm}}{10 \text{ mm}}\right) \times 14484,78 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 2,5 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$$

De acuerdo a lo que especifica la tabla 5.7, para soldaduras de filete el tamaño mínimo de soldadura es 6 mm para un espesor de placa menor de 20 mm, por lo tanto, el tamaño de la soldadura será 6 mm.

5.2.13. CARACTERÍSTICAS DE LOS BISELES

De acuerdo a las dimensiones de los materiales base a unir y de las características de unión, se tiene que el cordón de soldadura tendrá las siguientes dimensiones:

- Soldadura de ranura con bisel simple (4), unión en T (T) o unión de esquina (C)

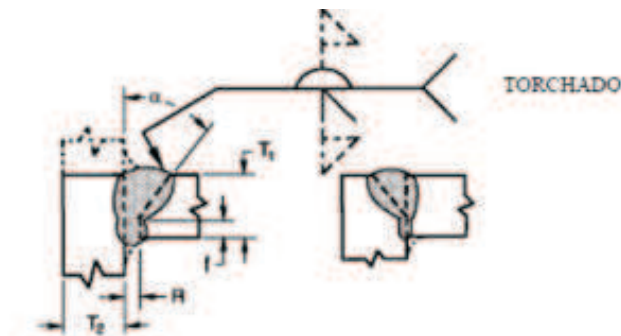


Tabla 5.9. Detalles de una junta soldadura de CJP con bisel simple

Proceso de soldadura	Espesor del metal base (u=ilimitado)		Preparación de la ranura		Posiciones de soldadura permisibles	Gas protegido para FCAW
	T1	T2	Abertura de la raíz Superficie de la raíz Angulo de la ranura	Tolerancia		
SMAW	U	U	R= 0 a 3 f= 0 a 3 α =45°	+2, -0	Todas	No Requiere
FCAW	U	U		+2, -0 +10°, -0°	Todas	

Fuente: Norma AWS D1.5

Área transversal del material de aporte:

$$A = \frac{1}{2} \times (T1 - f)^2 \times \tan \alpha + R \times T1$$

- Soldadura de ranura doble en V (5), unión a tope (B)

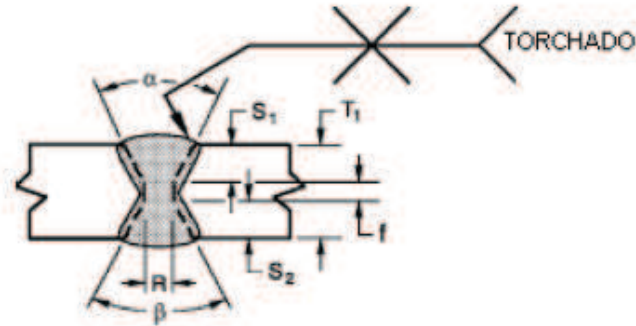


Tabla 5.10. Detalles de una junta soldad de CJP de doble ranura

Proceso de soldadura	Espesor del metal base (u=ilimitado)		Preparación de la ranura		Posiciones de soldadura permisibles	Gas protegido para FCAW
	T1	T2	Abertura de la raíz Superficie de la raíz Angulo de la ranura	Tolerancia		
SMAW	U	-	R= 0 a 3 f= 0 a 3 α=β=60°	+2, -0	Todas	-
FCAW	U	-		+2, -0 +10°, -0°	Todas	No Requiere

Fuente: Norma AWS D1.5

Área transversal del material de aporte:

$$A = \frac{1}{2} \times (T1 - f)^2 \times \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) + R \times T1$$

- Soldadura de ranura simple en U (6), unión a tope (B)

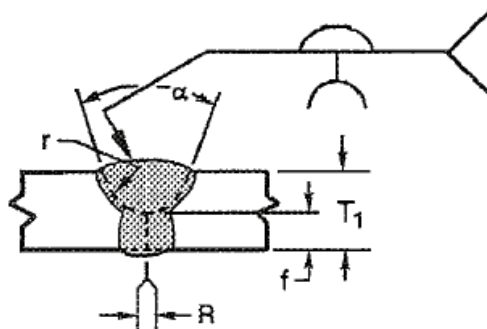


Tabla 5.11. Detalles de una junta soldada de CJP de ranura en U simple

Proceso de soldadura	Espesor del metal base (u=ilimitado)		Preparación de la ranura		Posiciones de soldadura permisibles	Gas Protegido para FCAW
	T1	T2	Abertura de la raíz Superficie de la raíz Angulo de la ranura Radio de Ranura	Tolerancia		
SMAW	U	-	R= 0 a 3 f= 3 $\alpha= 20^\circ, 45^\circ$ r= 6	+2, -0 ± 2 +10°, -0° +3, -0	Todas (solo F, OH para $\alpha= 20^\circ$)	-
FCAW	U	-	R= 0 a 3 f= 3 $\alpha= 20^\circ$ r= 6	+2, -0 ± 2 +10°, -0° +3, -0	Todas	No Requiere

Fuente: Norma AWS D1.5

Área transversal del material de aporte:

$$A = (T1 - r - f)^2 \times \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 2r \times (T1 - r - f) + \frac{1}{2}\pi \times r^2 + R \times T1$$

De acuerdo a lo anterior se tiene las siguientes uniones para los elementos:

Tabla 5.12. Tipos de Juntas para cada conexión

N°	Conexión	Tipo de Unión
1	Alma larguero -Alma viga de piso	Junta en T con soldadura de filete
2	Patín larguero -Alma viga de piso	Junta en T con soldadura de ranura con bisel simple
3	Placa auxiliar larguero- Alma viga de piso	Junta en T con soldadura de ranura con bisel simple
4	Placa auxiliar al patín del larguero	Junta en traslape con soldadura de filete
5	Alma viga de piso- Alma trabe	Junta en T con soldadura de filete
6	Patín viga de piso- Alma trabe	Junta en T con soldadura de ranura con bisel simple

7	Placa auxiliar viga de piso - Alma trabe	Junta en T con soldadura de ranura con bisel simple
8	Placa auxiliar al patín de la viga de piso	Junta en traslape con soldadura de filete
9	Empalme de almas de trabes principales	Junta a tope con soldadura de ranura con bisel doble V
10	Patín de trabe a trabe	Junta a tope con soldadura de ranura con bisel simple en U
11	Placa auxiliar de la trabe	Junta en traslape con soldadura de filete
12	Patín – Alma de la viga de piso	Junta en T con soldadura de filete
13	Patín – Alma de la trabe	Junta en T con soldadura de filete
14	Atiesador de apoyo externo -Alma trabe	Junta en T con soldadura de filete
15	Atiesador apoyo interno -Alma trabe	Junta en T con soldadura de filete
16	Atiesador transversal-Alma trabe	Junta en T con soldadura de filete
17	Cartela Bc – Viga de piso	Junta en T con soldadura de filete
18	Cartela Hc- Alma de trabe	Junta en T con soldadura de filete
19	Placa sólida de la cartela	Junta en T con soldadura de filete

Fuente: Propia

5.2.13.1. Cálculo del número de pasadas del electrodo

- Área de metal de aporte de la soldadura alma del larguero a la viga de piso

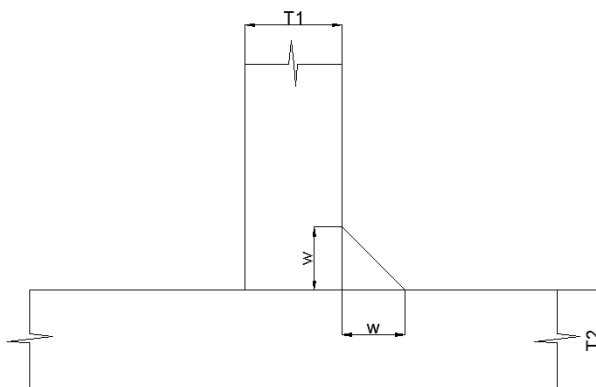


Figura 5.20. Conexión en T con soldadura de filete

$$A1 = \frac{1}{2} \times (w)^2$$

$$A1 = \frac{1}{2} \times (7)^2$$

$$A1 = 24,5 \text{ mm}^2$$

Para un $w=7$ mm, se tiene una sobremonta (h) de 2,5 mm de acuerdo a la norma AWS A5.1.

$$A_2 = 0,75 \times b \times h$$

$$A_2 = 0,75 \times \left(\frac{w}{\cos 45}\right) \times h$$

$$A_2 = 0,75 \times \left(\frac{w}{\cos 45}\right) \times h$$

$$A_2 = 0,75 \times \left(\frac{7}{\cos 45}\right) \times 2,5 = 18,56 \text{ mm}^2$$

$$A_t = A_1 + A_2$$

$$A_t = 43,06 \text{ mm}^2$$

Área de la primera pasada, si el diámetro del electrodo (d) para el pase de raíz es 3,25 mm:

$$A = 6 \times d$$

$$A = 6 \times 3,25$$

$$A = 19,5 \text{ mm}^2$$

Área de la segunda pasada y siguiente, si el diámetro del electrodo (d) para pases de relleno es 4 mm:

$$A = 8 \times d$$

$$A = 8 \times 4$$

$$A = 32 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, se requiere de una pasada de raíz y una pasada de relleno.

- **Área de metal de aporte de la soldadura patín del larguero a la viga de piso**

$$T_1 = 13,5 \text{ mm}$$

$$f = 1,5 \text{ mm } (+2, -0)$$

$$\alpha = 45^\circ (-10^\circ, -0^\circ)$$

$$R = 1,5 \text{ mm } (+2, -0)$$

$$A1 = \frac{1}{2} \times (T1 - f)^2 \times \tan \alpha + R \times T1$$

$$A1 = \frac{1}{2} \times (13,5 - 1,5)^2 \times \tan 45 + 1,5 \times 13,5$$

$$A1 = 92,25 \text{ mm}^2$$

Para un $t = 13,5 - 1,5 = 12 \text{ mm}$, se tiene una h de $2,5 \text{ mm}$.

$$A2 = 0,75 \times ((T1 - f) + R) \times h$$

$$A2 = 0,75 \times ((13,5 - 1,5) + 1,5) \times 2,5$$

$$A2 = 25,31 \text{ mm}^2$$

$$At = A1 + A2$$

$$At = 117,56 \text{ mm}^2$$

Área de la primera pasada, si el diámetro del electrodo es $3,25 \text{ mm}$:

$$A = 6 \times 3,25$$

$$A = 19,5 \text{ mm}^2$$

Área de la segunda pasada y siguiente, si el diámetro del electrodo es 6 mm :

$$A = 8 \times 6$$

$$A = 48 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, se requiere de una pasada de raíz y dos pasadas de relleno.

- **El área de metal de aporte para la unión placa auxiliar a la viga de piso**

$$T1 = 12 \text{ mm}$$

$$f = 0 \text{ a } 3 \text{ mm, se escoge } 1,5 \text{ mm (+2, -0)}$$

$$\alpha = 45^\circ (-10^\circ, -0^\circ)$$

$$R = 0 \text{ a } 3 \text{ mm, se escoge } 1,5 \text{ mm (+2, -0)}$$

$$A = \frac{1}{2} \times (T1 - f)^2 \times \tan \alpha + R \times T1$$

$$A = \frac{1}{2} \times (12 - 1,5)^2 \times \tan 45 + 1,5 \times 12$$

$$A = 73,125 \text{ mm}^2$$

Para un $t = 12 - 1,5 = 10,5$ mm, se tiene una h de 2,5 mm.

$$A2 = 0,75 \times ((T1 - f) + R) \times h$$

$$A2 = 0,75 \times ((12 - 1,5) + 1,5) \times 2,5$$

$$A2 = 22,5 \text{ mm}^2$$

$$At = A1 + A2$$

$$At = 95,63 \text{ mm}^2$$

Área de la primera pasada, si el diámetro del electrodo es 3,25 mm:

$$A = 6 \times 3,25$$

$$A = 19,5 \text{ mm}^2$$

Área de la segunda pasada y siguiente, si el diámetro del electrodo es 6 mm:

$$A = 8 \times 6$$

$$A = 48 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, se requiere de una pasada de raíz y dos pasadas de relleno.

- **El área de metal de aporte para la unión placa auxiliar al larguero**

$$A = \frac{1}{2} \times (w)^2$$

$$A = \frac{1}{2} \times (6)^2$$

$$A = 18 \text{ mm}^2$$

Para un $w = 6$ mm, se tiene una h de 2mm.

$$A2 = 0,75 \times \left(\frac{w}{\cos 45} \right) \times h$$

$$A_2 = 0,75 \times \left(\frac{w}{\cos 45} \right) \times h$$

$$A_2 = 0,75 \times \left(\frac{6}{\cos 45} \right) \times 2 = 12,73 \text{ mm}^2$$

$$A_t = A_1 + A_2$$

$$A_t = 30,73 \text{ mm}^2$$

Área de la primera pasada, si el diámetro del electrodo es 3,25 mm:

$$A = 6 \times 3,25$$

$$A = 19,5 \text{ mm}^2$$

Área de la segunda pasada y siguiente, si el diámetro del electrodo es 4 mm:

$$A = 8 \times 4$$

$$A = 32 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, se requiere de una pasada de raíz y una pasada de relleno.

A continuación se presenta varios cuadros en los que se encuentran las áreas de aporte para cada unión soldada, el peso del metal de aporte a partir de las áreas, así como el número de pases que se requiere para cada soldadura.

Tabla 5.13. Uniones en T Con soldadura de filete

Proceso de soldadura SMAW

Elemento	w (mm)	Área 1 (mm ²)	Sobremonta h (depende de w)	Área 2 (mm ²)	Área Total (mm ²)	Longitud (mm)	Volumen (mm ³)
Alma larguero –viga de piso	7	24,5	2,5	18,56	43,06	283,4	12203,20
Placa auxiliar-larguero	6	18	2	12,73	30,73	111	3411,03
Alma viga de piso-trabe	7	24,5	2,5	14,85	39,35	445,6	17534,36
Placa auxiliar-viga de piso-trabe	10	50	2,5	21,21	71,21	325	23143,25
Placa auxiliar-trabe	10	50	2,5	21,21	71,21	1766	125756,86
Atesador de apoyo externo -alma trabe	6	18	2	12,73	30,73	5000	153650,00
Atiesador apoyo interno -alma trabe	7	24,5	2,5	14,85	39,35	3700	145595,00
Atiesador transversal-alma trabe	6	18	2	12,73	30,73	4760	146274,80
Cartela Bc – viga de piso	6	18	2	12,73	30,73	2978	91513,94
Cartela Hc- alma de trabe	7	24,5	2,5	14,85	39,35	3700	145595,00
Placa sólida de la cartela	6	18	2	12,73	30,73	3900	119847,00

Proceso de soldadura FCAW

Elemento	w (mm)	Área 1 (mm ²)	Sobremonta h (depende de w)	Área 2 (mm ²)	Área Total (mm ²)	Longitud (mm)	Volumen (mm ³)
Patín-alma viga de piso	8	32	2	16,97	48,97	6000	293820
Patín-alma trabe	10	50	2	21,21	71,21	47000	3346870

Tabla 5.14. Unión con ranura con bisel simple con superficie de raíz

Proceso de soldadura SMAW

Elemento	Espesor de la placa (mm)	Abertura de Raíz R (mm)	Angulo de Ranura α	Superficie de Raíz f (mm)	Área 1 (mm ²)	Sobremonta h (depende de w)	Área 2 (mm ²)	Área Total (mm ²)
Patín larguero-viga de piso	13,5	1,5	45	1,5	92,25	2,5	25,31	117,56
Placa auxiliar-viga de piso	12	1,5	45	1,5	73,13	2,5	22,50	95,63
Patín viga de piso - Trabe	26	1,5	45	1,5	339,13	2,5	48,75	387,88
Placa auxiliar-viga de piso-Trabe	18	1,5	45	1,5	163,13	2,5	33,75	196,88

Elemento	Área Total (mm ²)	Longitud (mm)	Volumen (mm ³)	Densidad (kg/mm ³)	Masa (kg)	Cantidad de piezas a soldar	Masa total (kg)
Patín larguero-viga de piso	117,56	180	21161,25	0,00000785	0,17	128	21,26
Placa auxiliar-viga de piso	95,63	27	2581,88	0,00000785	0,02	64	1,30
Patín viga de piso- Trabe	387,88	306	118689,75	0,00000785	0,934	64	59,63
Placa auxiliar-viga de piso-Trabe	196,87	89	17521,875	0,00000785	0,14	32	4,40
TOTAL							86,59

Tabla 5.15. Unión con ranura con bisel doble en V(SMAW)

Elemento	Espesor de la placa (mm)	Abertura de Raíz R (mm)	Angulo de Ranura α	Superficie de Raíz f (mm)	Área 1 (mm ²)	Sobremonta b (depende de w)	Área 2 (mm ²)	Área Total (mm ²)
Alma trabe - Trabe	18	1,5	60	1,5	105,59	2,5	10,55	116,14

Elemento	Área Total (mm ²)	Longitud (mm)	Volumen (mm ³)	Densidad (kg/mm ³)	Masa (kg)	Cantidad de piezas a soldar	Masa total (kg)
Alma trabe - Trabe	116,13868	2480	288023,927	0,00000785	2,26	14	31,65
TOTAL							31,65

Tabla 5.16. Unión con ranura con bisel simple en V(SMAW)

Elemento	Espesor de la placa (mm)	Abertura de Raíz R (mm)	Angulo de Ranura α	Superficie de Raíz f (mm)	Área (mm ²)	Sobremonta b (depende de w)	Área 2 (mm ²)	Área Total (mm ²)
Patín - Patín del trabe	62	1,5	60	1,5	1149,62	2,5	31,17	1180,80

Elemento	Área Total (mm ²)	Longitud (mm)	Volumen (mm ³)	densidad (kg/mm ³)	Masa (kg)	Cantidad de piezas a soldar	Masa total (kg)
Patín - Patín del trabe	1180,80	889	1049726,79	0,00000785	8,24	14	115,36
TOTAL							115,36

Tabla 5.17. Número de pasadas

Elemento	Área Total (mm ²)	Diámetro (mm)	Área 1 pasada (mm ²)	Diámetro (mm)	Área 2-n pasadas (mm ²)	Nº Pasadas
Alma larguero -VP	43,06	3,25	19,5	4	32	1
Placa auxiliar-Larguero	30,73	3,25	19,5	4	32	1
Patín-Alma VP	48,97	3,25	19,5	4	32	1
Patín-Alma trabe	71,21	3,25	19,5	4	32	2
Alma VP- Trabe	39,35	3,25	19,5	4	32	1
Placa auxiliar-VP-Trabe	71,21	3,25	19,5	4	32	2
Placa auxiliar-Trabe	71,21	3,25	19,5	4	32	2
Atiesador de apoyo externo - Alma trabe	30,73	3,25	19,5	4	32	1
Atiesador apoyo interno -Alma trabe	39,35	3,25	19,5	4	32	1
Atiesador transversal-Alma trabe	30,73	3,25	19,5	4	32	1
Cartela Bc – Viga de piso	30,73	3,25	19,5	4	32	1
Cartela Hc- Alma de trabe	39,35	3,25	19,5	4	32	1
Placa sólida de la cartela	30,73	3,25	19,5	4	32	1
Patín larguero- VP	117,56	3,25	19,5	6	48	2
Placa auxiliar- VP	95,625	3,25	19,5	6	48	2
Patín VP- Trabe	387,88	3,25	19,5	6	48	8
Placa auxiliar-VP-Trabe	196,88	3,25	19,5	6	48	4
Alma trabe -Trabe	116,14	3,25	19,5	8	64	2
Patín - Patín del trabe	1180,8	3,25	19,5	10	80	15

Fuente: Propia

5.2.13.2. Parámetros de soldadura

- **Diámetro del electrodo d**

El diámetro del electrodo se escoge en base especificación AWS A5.1, en que indica que para la clasificación E7018 se puede elegir a partir de 3,2 mm (1/8") hasta 8 mm (5/16").

En tanto que la norma AWS D1.5 establece que el diámetro máximo de los electrodos será la siguiente:

- 6,4 mm para todas las soldaduras hechas en la posición plana, excepto pasadas de raíz.
- 6,4 mm para soldaduras en ángulo horizontal.
- 6,4 mm para pasadas de raíz de soldaduras de filete hechas en cualquier posición y soldaduras de ranura hechas en la posición plana con soporte y con una abertura de raíz de los 6 mm o más.
- 4,0 mm para soldaduras hechas en la posición vertical y sobre cabeza.
- 5,0 mm para pasadas de raíz de soldaduras de ranura y para todos los demás soldaduras no incluidas.

Es por ello que para el pase de raíz se tiene el electrodo de diámetro 3,25 mm (1/8") y para los pases de relleno se tiene el electrodo de 4 mm (5/32").

Para determinar el número de pases, se debe considerar el espesor máximo por pasada en base a lo que especifica la norma AWS D1.5:

1. El espesor máximo de pasadas de raíz en soldaduras de ranura será de 6 mm.
2. El tamaño máximo de una sola pasada soldadura en T y cordones de raíz de soldaduras en ángulo de paso múltiple, será el siguiente:
 - 10 mm en la posición plana.
 - 8 mm en las posiciones horizontales o generales.
 - 12 mm en la posición vertical.
3. El espesor máximo de las capas posteriores de pasadas de raíz de ranura y en T será el siguiente:
 - 3 mm para las capas posteriores de soldaduras realizadas en la posición plana.
 - 5 mm para las capas posteriores de las soldaduras realizadas en la vertical, de arriba, o posiciones horizontales.

- **Intensidad de corriente eléctrica I**

De acuerdo a la Guía de Prácticas de Tecnología de Soldadura, un cálculo estimado de la intensidad de corriente se obtiene a partir de:

$$I = (20 + 4 \times d) \times d$$

Dónde:

$$d = \text{diámetro del electrodo (mm)}$$

$$I = (20 + 4 \times 3,25) \times 3,25$$

$$I = 107,25 = 108 \text{ A}$$

$$I_{(d=3,25 \text{ mm})} = 108 \text{ A}$$

$$I = (20 + 4 \times 4) \times 4$$

$$I_{(d=4 \text{ mm})} = 144 \text{ A}$$

$$I = (20 + 4 \times 6) \times 6$$

$$I_{(d=6 \text{ mm})} = 264 \text{ A}$$

- **Voltaje V**

De acuerdo a la Guía de Prácticas de Tecnología de Soldadura, se tiene que para un diámetro de electrodo 3 mm el voltaje aproximado oscila entre 22 a 25 V, en tanto que para un electrodo 4 mm el voltaje aproximado oscila entre 26 a 28 V.

$$V_{(d=3,25 \text{ mm})} = 22 - 25 \text{ V}$$

$$V_{(d=4 \text{ mm})} = 26 - 28 \text{ V}$$

$$V_{(d=6 \text{ mm})} = 31 - 36 \text{ V}$$

- **Velocidad de avance**

De acuerdo al proyecto de Titulación de María Carolina Piaún, se tiene una velocidad de avance entre 172-210 mm/min.

$$v = 172 - 210 \text{ mm/min}$$

5.2.14. DOCUMENTACIÓN DE SOLDADURA INDUSTRIAL

5.2.14.1. Especificación del procedimiento de soldadura (WPS)

El WPS es un documento en el que se especifican todas las variables necesarias para realizar una determinada soldadura con sus respectivas tolerancias, y deben estar agrupadas de acuerdo a su afinidad de manera que permita una rápida comprensión.

Este documento va dirigido a los soldadores y debe poseer todos los parámetros de soldadura necesarios para que el soldador la realice sin dejar nada a la libre interpretación. Para que el WPS sea válido debe ser calificado previamente cuyos resultados se muestran en otro documento denominado PQR. Sin embargo, en la normas AWS D1.5 así como en la AWS D1.1 se puede encontrar procedimientos que ya se encuentran precalificados.

Los WPS empleados para este proyecto son precalificados dado que se basan en las especificaciones dadas por la norma AWS D1.5, es decir, junta utilizada, técnica de soldadura, metal base, metal de aporte, posición de soldadura, así como rangos de voltaje y amperaje que debe utilizarse para el proceso de soldadura. Se muestran en el anexo 2.

5.2.14.2. Registro del procedimiento de calificación (PQR)

El Procedure Qualification Record PQR es un documento en el cual consta las dimensiones reales de las probetas a utilizar para la realización de las pruebas a un procedimiento de soldadura, y en el cual posteriormente se colocarán los resultados respectivos. Las dimensiones de las probetas están dadas en base a una norma específica de acuerdo a su aplicación, en la misma que se encuentran los criterios de aceptación o rechazo para la conformidad de las pruebas a las cuales será sometida la probeta.

En este proyecto se utilizan procedimiento de soldadura precalificados; sin embargo si se requiere hacer pruebas para la calificación de procedimientos se debe hacer en base a la norma AWS D1.5.

5.2.14.3. Calificación del desempeño del soldador (WPQ)

El Welder Performance Qualification WPQ es un formato en el cual se muestra los resultados de las pruebas realizadas a una junta soldada, y el cual certifica que el soldador es calificado para realizar un determinado procedimiento. Dicho procedimiento de soldadura (WPS) debe haber sido calificado previamente para establecer las variables bajo las cuales se calificará al soldador.

En el anexo 3 se presenta el formato de WPQ en el cual se deberá registrar los resultados de las pruebas realizadas en base a los WPS precalificados.

5.3. MÉTODOS DE PINTURA

De acuerdo a la especificación ASSHTO, Sección 13 división II, la aplicación de revestimiento y pintura en estructuras metálicas debe seguir el siguiente orden tomando en consideración que el lugar donde se aplica es una zona costera y de alta contaminación:

- 1. Imprimación:** mediante la aplicación de zinc inorgánico con un espesor de 3 milésimas de pulgada (mils).
- 2. Capa Intermedia:** está formada por epoxi, o imprimación de vinil de lavado, logrando una capa entre 0,3 a 0,5 mils.
- 3. Capa Superior:** como pintura final se usa epoxi, vinilo o uretano, hasta un espesor de 2 mils.

a) Condiciones meteorológicas

- La pintura debe aplicarse en superficies completamente secas
- No puede aplicarse pinturas a superficies cuando la temperatura atmosférica es inferior a 40°F o mayor a 100°F, o cuando la humedad relativa excede el 85% en el sitio de la obra. Ni mucho menos cuando haya lluvia, niebla, polvo u otras condiciones que afecten a la adherencia y estado de la pintura.

b) Preparación de superficies

Previamente a la aplicación de revestimientos y pinturas se requiere limpiar las superficies, existen cuatro métodos para realizar la limpieza de los cuales la limpieza con chorro debe realizarse a todas las superficies de estructuras nuevas. A continuación se detalla cada método:

- **Limpieza con chorro o granallado:** los abrasivos utilizados para este proceso deben ser limpios y pueden ser: arena seca, polvo mineral, granalla de acero o abrasivos de elección del contratista. Las superficies deben adquirir uniformidad y una textura no menor a 1 ni mayor a 3 milésimas de pulgada.

El mismo día de realizado en granallado debe realizarse la preparación y tratamiento de las superficies a menos que el Ingeniero apruebe lo contrario. Sin embargo, si las superficies limpias adquieren capas de óxido u otros materiales contaminantes, de debe volver a realizar la limpieza con chorro bajo la responsabilidad del contratista.

- **Limpieza de vapor:** este método se usa para limpiar superficies sucias con grasa, aceites, u otros materiales y debe aplicarse en no más de dos semanas previo a cualquier otro método de limpieza. Para eso se usa un generador de vapor que actúa con un detergente biodegradable.
- **Solvente limpiador:** Se usa disolventes para eliminar aceite, grasa o contaminantes solubles y se realiza antes de la limpieza con chorro.

- **Mano de limpieza:** para este método de limpieza se utiliza cepillos de alambre manuales o automáticos, amoladoras eléctricas o papel de lija que sirvan para eliminar suciedad, óxido suelto, o cascarillas de laminación.

c) Aplicación de pinturas

- Se debe informar con una semana de antelación que las actividades de pintura se van a empezar, y una vez iniciado el pintado se debe concluir con todas las capas necesarias, dado que al quedar inconcluso la pintura pierde adherencia y las superficies pueden ensuciarse.
- La aplicación de pinturas puede realizarse con pincel, rodillo, pulverización o una combinación.
- Antes del montaje, las superficies de las estructuras deben ser limpiadas y pintadas con el espesor total de las capas de fondo, en tanto que después del montaje se aplica la capa de pintura posterior, considerando que no existan fallas de pintura en las superficies, caso contrario se las debe corregir.
- La imprimación de lavado de vinilo debe aplicarse por pulverización para producir una película húmeda uniforme, y no debe aplicarse la siguiente mano de pintura dentro de 12 horas.

d) Aplicación de imprimación de zinc

- La imprimación de zinc se realiza mediante métodos de pulverización; en caso de no ser accesible el lugar con el equipo de pulverización, se puede realizar mediante brocha.
- Las sucesivas aplicaciones de zinc inorgánico deben aplicarse dentro de 24 horas, pero no menos de 30 minutos de la anterior.

5.4. MÉTODOS DE CORTE

El corte de la materia prima se realiza por dos métodos: Corte por plasma o corte oxiacetilénico.

- a) **Corte por plasma:** es un proceso en el cual se forma un arco entre el electrodo de tungsteno y la pieza, formando así una columna de gas ionizado que es obligado a pasar por el pequeño orificio de la boquilla, produciendo temperaturas extremadamente altas superiores a $17\ 000^{\circ}\text{C}$, de forma que funde el metal y lo expulsa.

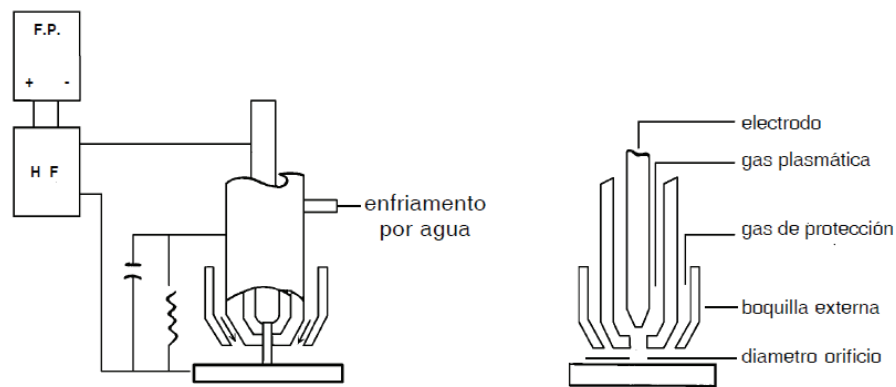


Figura 5.21. Elementos del equipo de corte por plasma

- b) **Corte oxiacetilénico:** es un proceso en el cual se combina dos gases como son el oxígeno y el acetileno, su combustión permite llegar a temperaturas altas las mismas que generan la fusión del material, con ayuda de una boquilla especial producen corte de la pieza.

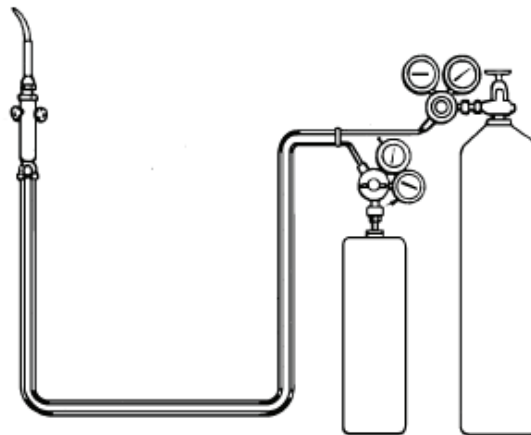
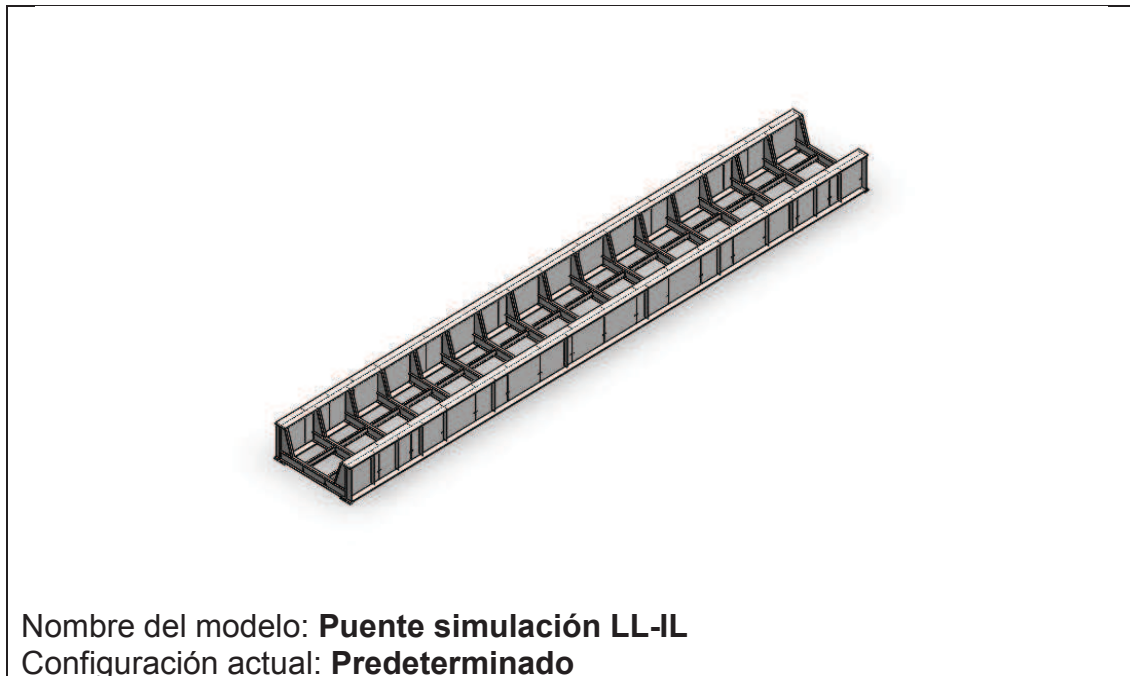


Figura 5.22. Equipos de soldadura oxiacetilénica

5.5. SIMULACIÓN

Una vez diseñados cada uno de los elementos estructurales es importante realizar una simulación del comportamiento (esfuerzos) de los mismos en condiciones operativas, para esto se utiliza el software SOLIDWORKS SIMULATION. Cabe mencionar que el objetivo no es realizar una simulación avanzada, sino más bien proporcionar una idea general del comportamiento del puente bajo las condiciones de cargas asumidas en las posiciones mencionadas en capítulos anteriores.

Información de modelo



Propiedades del estudio

Nombre de estudio	Simulación
Tipo de análisis	Análisis estático
Tipo de malla	Malla sólida
Efecto térmico:	Activar
Opción térmica	Incluir cargas térmicas
Temperatura a tensión cero	298 Kelvin

Incluir los efectos de la presión de fluidos desde SolidWorks Flow Simulation	Desactivar
Tipo de solver	FFEPlus
Efecto de rigidización por tensión (Inplane):	Desactivar
Muelle blando:	Desactivar
Desahogo inercial:	Desactivar
Opciones de unión rígida incompatibles	Automática
Gran desplazamiento	Desactivar
Calcular fuerzas de cuerpo libre	Activar
Fricción	Desactivar
Utilizar método adaptativo:	Desactivar

Unidades

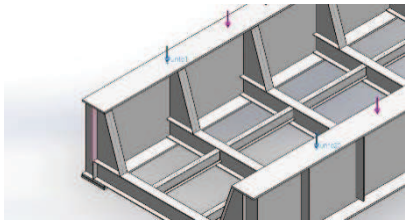
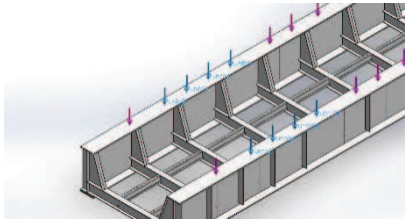
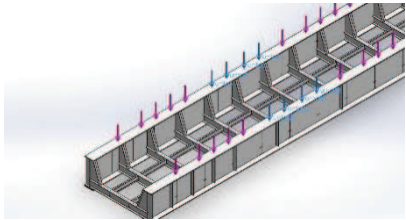
Sistema de unidades:	Métrico (MKS)
Longitud/Desplazamiento	mm
Temperatura	Kelvin
Velocidad angular	Rad/seg
Presión/Tensión	N/m ²

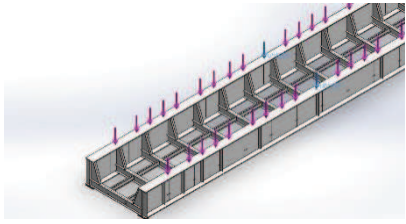
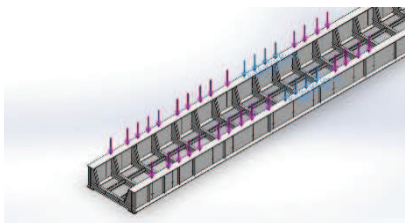
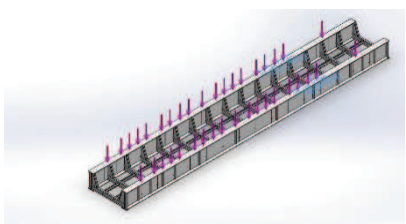
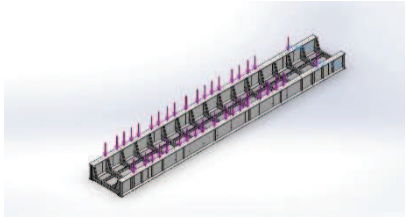
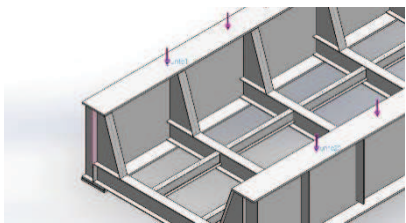
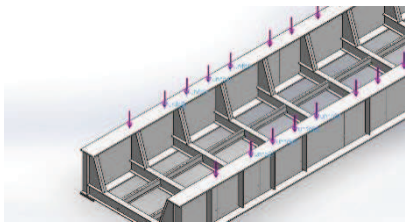
Propiedades de material

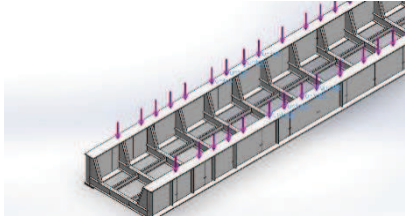
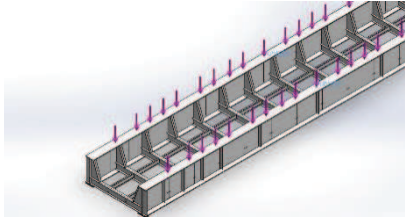
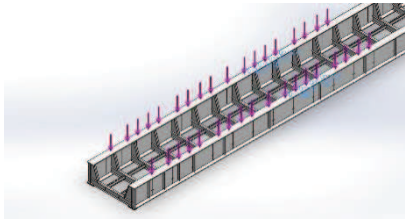
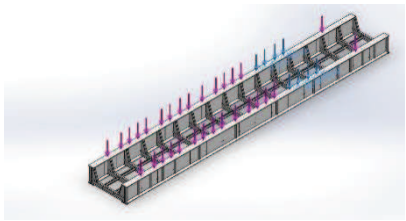
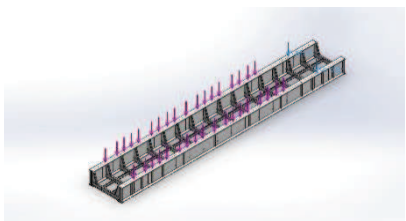
Nombre:	ASTM A588
Tipo de modelo:	Isotrópico elástico lineal
Límite elástico:	3.45e+008 N/m ²
Límite de tracción:	4.85e+008 N/m ²
Módulo elástico:	2e+011 N/m ²
Coefficiente de Poisson:	0.26
Densidad:	7850 kg/m ³
Módulo cortante:	7.93e+010 N/m ²

Cargas y sujeciones


Nombre de sujeción	Imagen de sujeción	Detalles de sujeción		
Apoyo		Entidades:	4 cara(s)	
		Tipo:	Bisagrafija	
Fuerzas resultantes				
Componentes	X	Y	Z	Resultante
Fuerza de reacción(N)	2327.79	8.59972e+006	4518.53	8.59973e+006
Momento de reacción(N.m)	0	0	0	0

Nombre de carga	Cargar imagen	Detalles de carga		
Carga Viva-1		Referencia:	Arista< 1 >	
		Tipo:	Aplicar fuerza	
		Valores:	---, ---, 89000 N	
		Ángulo de fase:	0	
		Unidades:	deg	
Carga Viva-2		Referencia:	Arista< 1 >	
		Tipo:	Aplicar fuerza	
		Valores:	---, ---, -178000 N	
		Ángulo de fase:	0	
		Unidades:	deg	
Carga Viva-3		Referencia:	Arista< 1 >	
		Tipo:	Aplicar fuerza	
		Valores:	---, ---, -115700 N	
		Ángulo de fase:	0	
		Unidades:	deg	

Carga Viva-4		Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, -89000 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg
Carga Viva-5		Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, -178000 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg
Carga Viva-6		Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, -115700 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg
Carga Viva-7		Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, -640800 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg
Carga de Impacto-1		Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, 31826.4 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg
Carga de Impacto-2		Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, -63652.8 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg

<p>Carga de Impacto-3</p>		<p>Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, - 41374.3 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg</p>
<p>Carga de Impacto-4</p>		<p>Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, - 31826.4 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg</p>
<p>Carga de Impacto-5</p>		<p>Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, - 63652.8 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg</p>
<p>Carga de Impacto-6</p>		<p>Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, - 41374.3 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg</p>
<p>Carga de Impacto-7</p>		<p>Referencia: Arista< 1 > Tipo: Aplicar fuerza Valores: ---, ---, - 229150 N Ángulo de fase: 0 Unidades: deg</p>

Información de contacto

Contacto	Imagen del contacto	Propiedades del contacto
Contacto global		Tipo: Unión rígida Componentes: 1 componente(s) Opciones: Mallado compatible

Información de malla

Tipo de malla	Malla sólida
Mallador utilizado:	Malla basada en curvatura
Puntos jacobianos	4 Puntos
Tamaño máximo de elemento	970 mm
Tamaño mínimo del elemento	194 mm
Calidad de malla	Elementos cuadráticos de alto orden

Información de malla – Detalles

Número total de nodos	113626
Número total de elementos	56249
Cociente máximo de aspecto	3692.4
% de elementos cuyo cociente de aspecto es < 3	0.709
% de elementos cuyo cociente de aspecto es > 10	93.7
% de elementos distorsionados (Jacobiana)	0
Tiempo para completar la malla (hh:mm:ss):	00:00:32



Fuerzas resultantes

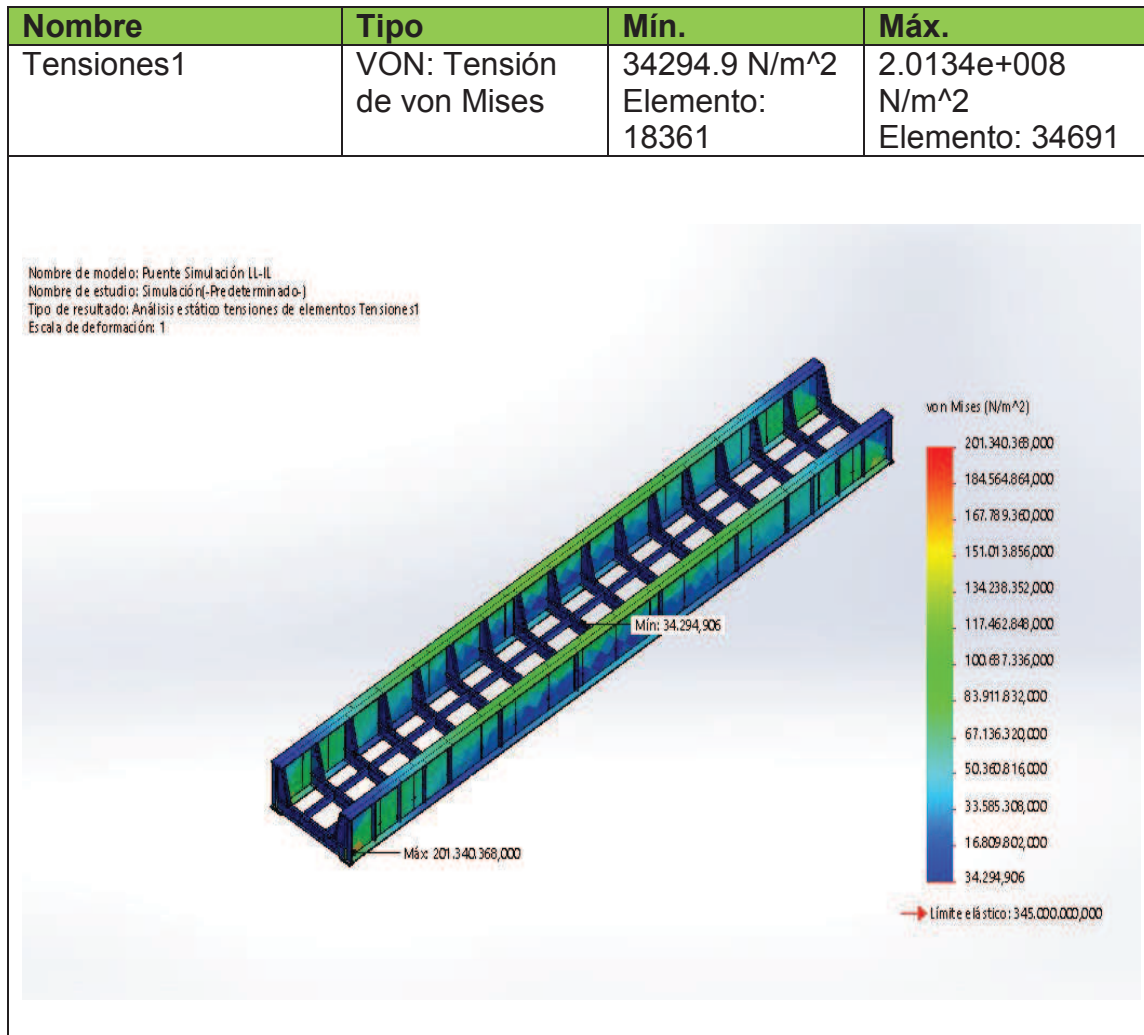
Fuerzas de reacción

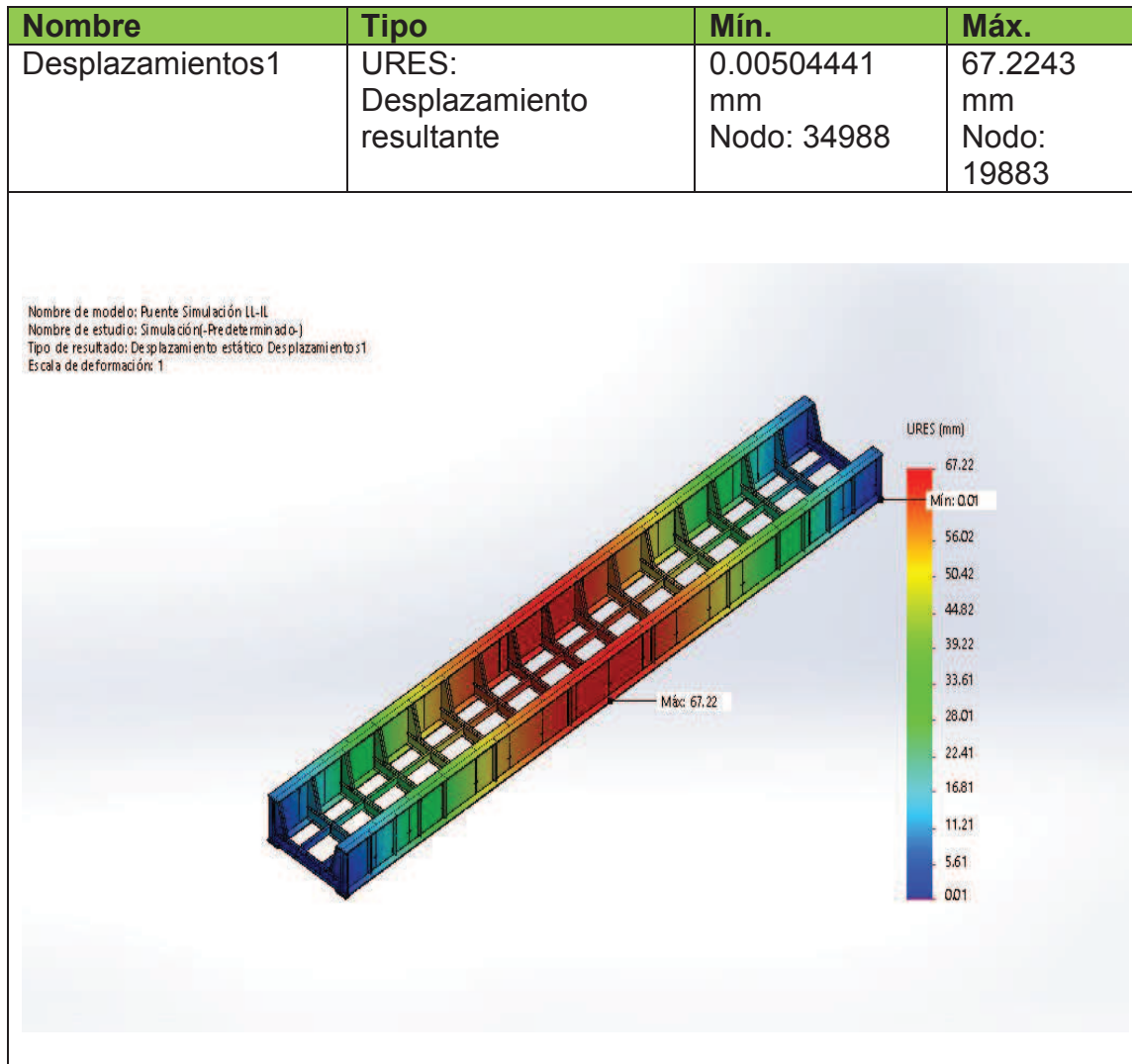
Conjunto de selecciones	Unidades	Suma X	Suma Y	Suma Z	Resultante
Todo el modelo	N	2327.79	8.59972e+006	4518.53	8.59973e+006

Momentos de reacción

Conjunto de selecciones	Unidades	Suma X	Suma Y	Suma Z	Resultante
Todo el modelo	N.m	0	0	0	0

Resultados del estudio





Análisis de resultados

Esfuerzos

Los elementos estructurales principales se diseñaron en base al esfuerzo máximo a flexión, por lo tanto se compara estos esfuerzos con el esfuerzo máximo obtenido en la simulación.

Esfuerzos máximos calculados:

Largueros:

$$f_b = 212\,999\,465,52 \frac{N}{m^2}$$

Viga de piso:

$$f_b = 227\,143\,932 \frac{N}{m^2}$$

Trabe

$$f_b = 205\,985\,826,5 \frac{N}{m^2}$$

El esfuerzo máximo según la simulación realizada es igual 201 340 368 N/m². Como se puede observar el resultado obtenido mediante la simulación no sobrepasa a ningún esfuerzo máximo calculado, por lo tanto se puede decir que el diseño cumple los requerimientos de carga solicitados.

Deflexión

La norma AREMA especifica que la deflexión máxima permitida no debe exceder 1/640 veces la longitud del puente.

$$Deflexión_{maxima} = \frac{Longitud\ del\ Puente}{640}$$

$$Deflexión_{maxima} = \frac{47\,000\ mm}{640} = 73,44\ mm$$

La simulación establece una deflexión igual a:

$$Deflexión = 67,2\ mm$$

Como se puede observar la deflexión máxima permitida es mayor a la obtenida mediante la simulación, por lo tanto se puede decir que el diseño cumple los requerimientos.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE COSTOS

6.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presenta un análisis de los costos que genera la construcción de este proyecto, para esto es necesario determinar los rubros bajo los cuales se analizan los costos, es decir, que se establecen un grupo para cada actividad predominante en la fabricación del puente. A partir de los rubros se analizan varios factores que se asocian para desarrollar el proyecto, como son: los costos de equipos, mano de obra, materia prima, transporte entre otros.

6.2. CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS

De acuerdo al Diccionario de Contabilidad y Finanzas se denomina costo al consumo de recursos necesarios para la elaboración de un producto o la prestación de un servicio. De esta manera los costos se clasifican así:

6.2.1. SEGÚN LOS ELEMENTOS DE UN PRODUCTO

Los elementos que permiten desarrollar un producto son los materiales, la mano de obra y los costos indirectos de producción, de esta manera es necesario obtener la información necesaria de estos elementos para determinar el costo del producto.

6.2.2. SEGÚN LA RELACIÓN CON EL VOLUMEN

- **Costos variables:** es un costo que depende del volumen de la producción, es decir, varía en proporción directa a la cantidad que se produce.
- **Costos fijos:** es un costo que no depende del volumen que se produce, es decir, se mantiene fijo.

6.2.3. SEGÚN LA CAPACIDAD PARA ASOCIAR LOS COSTOS

- **Directo:** es un costo que se relaciona directamente con el producto que se va a producir, por ejemplo: la mano de obra, materia prima, etc.
- **Indirecto:** es un costo que no se relaciona con un producto o área específica, por ejemplo los costos administrativos.

6.3. ANÁLISIS UNITARIO DE COSTOS

Para realizar el análisis de costos unitarios se debe definir los rubros, los elementos del producto; así como el método de análisis.

6.3.1. RUBROS

Los costos se van a obtener de acuerdo a las siguientes actividades:

- Suministro de acero estructural
- Fabricación de los elementos estructurales
- Montaje del puente
- Pruebas

6.3.2. ELEMENTOS A ANALIZAR

En la fabricación y montaje del puente se deben considerar los costos generados por:

- Materia prima
- Mano de obra
- Alquiler de equipos
- Materiales consumibles
- Otros

Todos los costos están dados por un valor unitario por hora.

6.3.2.1. Materiales

Materia prima

Se determina la cantidad de materia prima que se requiere a partir del peso de la estructura, en la cual incluye vigas que se usan como largueros, así como planchas para formar las vigas de piso y trabes. La estructura de un puente de luz de 47 m y un ancho de 6 m, construido con un acero estructural ASTM A588 Gr. A tiene un peso de 153,8 Ton.

En el mercado ecuatoriano, el precio del acero ASTM A588 Gr. A es:

Tabla 6.1. Precio del acero ASTM A88

Descripción	Precio (USD)/kg
Acero ASTM A588 Gr. A	1,50

Fuente: Dipac S.A.

Tabla 6.2. Peso de la estructura del puente

Descripción	Longitud		Ancho		Espesor		Peso/Unidad		Cantidad	Peso Total	
	mm		mm		mm		kg			kg	
Larguero (IPE 400)	2925,5	-	-	-	-	-	185,18		32	5925,89	
Viga de piso alma	5982	598	598	12	12		336,98		17	5728,59	
Viga de piso patín	5982	306	306	26	26		373,60		34	12702,52	
Trabe alma	47306	2500	2500	18	18		16710,84		2	33421,69	
Trabe patín	47306	889	889	62	62		20468,19		4	81872,74	
Atiesadores apoyo	2500	435	435	12	12		102,44		4	409,77	
Atiesadores transversales	2380	306	306	26	26		148,64		24	3567,41	
Cartelas de soporte lateral	1850	436	436	12	12		75,98		34	2583,38	
	1850	617	617	12	12		53,76		34	1827,92	
Atiesador cartela	1950,18	294	294	12	12		54,01		34	1836,33	
Apoyo	-	-	-	-	-		794,24		4	3176,96	
Ángulo de fijación de durmientes	160	-	-	-	-		2,92		256	747,93	
									Total	153801,12	

Fuente: Propia

Materiales consumibles

En materiales consumibles se encuentran los electrodos, gas de protección de soldadura, así como varios elementos para su limpieza, pintado, y equipos de protección:

Tabla 6.3. Costo de los materiales consumibles

Descripción	Unidad	Costo/Unidad (USD)
Electrodo E7018 5/32", 1/8"	kg	4,34
Electrodo E71T-1 1,2 mm	kg	2,6
Tanque de CO2 (20 kg)	u	35,91
Oxígeno	m3	2,58
Acetileno	kg	14,46
Discos de corte	u	2,4
Grata trenzada 4 1/2 x 1/2 x 9/16 "	u	50

Fuente: Prosend S.A.

6.3.2.2. Mano de obra directa

Un factor importante en un proyecto constituye la mano de obra específica para cada actividad que requiere la fabricación y el montaje del proyecto, se estima un tiempo de 12 semanas para la culminación de dicho proyecto con la siguiente mano de obra:

Tabla 6.4. Costo horario de la mano de obradirecta

Descripción	Cantidad	USD/Semana	USD/Hora	Total USD/Hora
Ingeniero de obra	1	320	8	8
Soldador calificado	4	250	6,25	25
Ayudante	4	180	4,5	18
Cortador	2	160	4	8
Armador	2	200	5	10
Pintor	2	160	4	8
Operador de grúa	2	125	3,13	6,25
Total			34,875	83,25

Fuente: Ministerio de Relaciones Laborales

6.3.2.3. Alquiler de equipos

En el proceso de fabricación y montaje del proyecto se requiere varios tipos de equipos y herramientas, es por ello que se determina el costo por alquiler de dichos equipos durante el proyecto:

Tabla 6.5. Costo horario de equipos

Descripción	Cantidad	USD/Día	USD/Hora	Total USD/Hora
Soldadora SMAW	4	20	2,50	100
Soldadora FCAW	2	20	2,50	50
Cortadora de plasma	2	30	3,75	75
Equipo de oxicorte	2	20	2,50	50
Amoladora	4	10,5	1,31	52,5
Compresor	1	30	3,75	37,5
Taladro	4	15	1,88	75
Herramienta menor	2	10	1,25	25
Grúa	2	350	43,75	875
Montacarga (Incluye gasolina y operador)	1	179	22,38	223,75
Total				1563,75

Fuente: Cámara de la Construcción del Distrito Metropolitano de Quito

6.3.3. MÉTODO DE ANÁLISIS

Para realizar el análisis se ha considerado un tiempo estimado para cada actividad o rubro, de la siguiente manera:

- Suministro de acero estructural: 8 días laborables
- Fabricación de los elementos estructurales: 20 días laborables
- Montaje del puente: 25 días laborables

Dando un total de 53 días, trabajando 8 horas diarias.

A continuación se determina el rendimiento (R) para cada rubro, para ello es necesario conocer que el rendimiento hace referencia a la eficacia con la que se ejecuta el proyecto, para esto se debe definir la cantidad de equipos necesarios para determinada actividad, la mano de obra que se requiere, y si debe ser calificada; así como se debe establecer el método de transporte conveniente para la actividad basándose en la experiencia y en el costo que genera cada factor.³⁶

El rendimiento se calcula de la siguiente manera:

- **Suministro de acero estructural**

Conociendo que el peso de la estructura es 153801,12 kg, y que el tiempo que tardan en suministrar la materia prima desde el distribuidor al taller es de 8 días laborables.

$$R \left(\frac{kg}{Hora} \right) = \frac{153\,801,12\,kg}{8\,días} \times \frac{1\,día}{8\,horas}$$

$$R = 2403,14 \left(\frac{kg}{Hora} \right)$$

$$K = \frac{1}{R}$$

$$K = \frac{1}{2403,14 \left(\frac{kg}{Hora} \right)} = 0,000416 \frac{hora}{kg}$$

- **Fabricación de los elementos estructurales**

El peso de la estructura es 153801,12 kg, y el tiempo que tardan en construir los elementos estructurales del puente son 20 días laborables, a partir de la fecha en la que el distribuidor deja en el taller la materia prima.

$$R \left(\frac{kg}{Hora} \right) = \frac{153\,801,12\,kg}{20\,días} \times \frac{1\,día}{8\,horas}$$

³⁶Pillajo J., Sarmiento E., "Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser utilizado en la Región Litoral del Ecuador", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pág. 267.

$$R = 959,38 \left(\frac{kg}{Hora} \right)$$

$$K = \frac{1}{R}$$

$$K = \frac{1}{959,38 \left(\frac{kg}{Hora} \right)} = 0,00104 \frac{hora}{kg}$$

- **Montaje del puente**

El peso de la estructura es 153801,12 kg, y el tiempo que tardan en el montaje de los elementos estructurales del puente son 25 días laborables, tomando en consideración la experiencia del constructor.

$$R \left(\frac{kg}{hora} \right) = \frac{153\ 801,12\ kg}{25\ días} \times \frac{1\ día}{8\ horas}$$

$$R = 769,01 \left(\frac{kg}{hora} \right)$$

$$K = \frac{1}{R}$$

$$K = \frac{1}{769,01 \left(\frac{kg}{hora} \right)} = 0,0013 \frac{hora}{kg}$$

- **Pruebas**

Los puentes deben pasar pruebas de carga antes de entrar en operación, siendo estas pruebas estáticas y dinámicas. Tomando como referencia precios proporcionados por la constructora STEEL SOLUTIONS estas pruebas tienen un costo de 20 000 dólares americanos en el Ecuador.

A continuación se realiza el análisis de los costos unitario en el siguiente formato:

Tabla 6.6. Formato para análisis de precios unitarios

Rubro:
Unidad:
Detalle:

R (Unidad/Hora):
K (Hora/Unidad):

Equipos						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Costo Unitario	%
		A	B	C= A*B	D= C* K	
IT1						
IT2						
				Parcial M		
Mano de Obra						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Costo Unitario	%
		A	B	C= A*B	D= C* K	
IT3						
IT4						
				Parcial N		
Materiales						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Costo Unitario	%
IT5						
IT6						
				Parcial O		
Transporte						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Costo Unitario	%
IT7						
				Parcial P		
Total Costos Directos						
Costos Indirectos 8%						
Utilidad 15%						
Costo Total						

Tabla 6.7. Precio unitario del suministro de acero estructural

Rubro: Suministro de acero estructural **R (Unidad/Hora):** 2403,14
Unidad: kg **K (Hora/Unidad):** 0,00042
Detalle: 153801,12

Equipos						
Código	Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C= A*B	Costo Unitario D= C* K	%
IT1	Montacarga (Incluye Gasolina y operador)	1	22,38	22,4	0,009	0,57
IT2	Herramienta menor	2	1,3	2,5	0,001	0,06
				Parcial M	0,010	0,63
Mano de obra						
Código	Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C= A*B	Costo Unitario D= C* K	%
IT3	Ayudante	4	4,5	18,0	0,007	0,45
				Parcial N	0,007	0,45
Materiales						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa A	Costo Hora B	Costo Unitario C=A*B	%
IT4	Acero A588*	kg	1,02	1,5	1,530	92,85
				Parcial O	1,530	92,85

Transporte						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa A	Costo Hora B	Costo Unitario C=A*B	%
IT5	Distribuidor al taller			Global	0,100	6,07
				Parcial P	0,100	6,07

Total costos directos	Q=(M+N+O+P)	1,65	100
Costos indirectos 8%	(R)=(8%Q)	0,13	
Utilidad 15%	(S)=15%(Q+R)	0,27	
Costo total	(T)=Q+R+S	2,05	

Tabla 6.8. Precio unitario de la fabricación de los elementos estructurales

Rubro: Fabricación de los elementos estructurales **R (Unidad/Hora):** 961,26
Unidad: kg **K (Hora/Unidad):** 0,00104
Detalle: 153801,12

Equipos						
Código	Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C= A*B	Costo Unitario D= C* K	%
IT1	Montacarga (Incluye Gasolina y operador)	1	22,38	22,4	0,023	5,25
IT2	Soldadora SMAW	4	2,5	10,0	0,010	2,35
IT3	Soldadora FCAW	2	2,5	5,0	0,005	1,17
IT4	Cortadora de plasma	2	3,8	7,5	0,008	1,76
IT5	Equipo de oxicorte	2	2,5	5,0	0,005	1,17
IT6	Amoladora	4	1,3	5,3	0,005	1,23
IT7	Compresor	1	3,8	3,8	0,004	0,88
				Parcial M	0,061	13,82
Mano de obra						
Código	Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C= A*B	Costo Unitario D= C* K	%
IT8	Soldador calificado	4	6,25	25,0	0,026	5,87
IT9	Ayudante	4	4,5	18,0	0,019	4,22
IT10	Cortador	2	4	8,0	0,008	1,88
IT11	Armador	2	5	10,0	0,010	2,35
IT12	Pintor	2	4	8,0	0,008	1,88
				Parcial N	0,072	16,19

Materiales						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa A	Costo Hora B	Costo Unitario C=A*B	%
IT13	Electrodo E7018 5/32", 1/8"	kg	0,04	4,34	0,174	39,16
IT14	Electrodo E71T-1 1,2 mm	kg	0,02	2,6	0,052	11,73
IT15	Tanque de CO2 (20 kg)	u	0,00026	35,91	0,009	2,11
IT16	Oxígeno	m3	0,00013	2,58	0,000	0,08
IT17	Acetileno	kg	0,00026	14,46	0,004	0,85
IT18	Discos de corte	u	0,0026	2,4	0,006	1,41
IT19	Grata trenzada 4 1/2 x 1/2 x 9/16 "	u	0,0013	50	0,065	14,66
				Parcial O	0,310	69,99
Transporte						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa A	Costo Hora B	Costo Unitario C=A*B	%
IT20	N/A					0,00
				Parcial P	0	0

Total costos directos	Q=(M+N+O+P)	0,443	100
Costos indirectos 8%	(R)=(8%Q)	0,035	
Utilidad 15%	(S)=15%(Q+R)	0,072	
Costo total	(T)=Q+R+S	0,551	

Tabla 6.9. Precio unitario del montaje del puente

Rubro: Montaje del Puente R (Unidad/Hora): 769,01
 Unidad: kg K (Hora/Unidad): 0,0013
 Detalle: 153801,12

Equipos						
Código	Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C= A*B	Costo Unitario D= C* K	%
IT1	Grúa	2	43,75	87,5	0,114	19,65
IT2	Soldadora SMAW	4	2,5	10,0	0,013	2,25
IT3	Amoladora	4	1,3	5,3	0,007	1,18
IT4	Compresor	1	3,8	3,8	0,005	0,84
IT5	Taladro	4	1,9	7,5	0,010	1,68
IT6	Herramienta menor	2	1,3	2,5	0,003	0,56
				PARCIAL M	0,151	26,16
Mano de Obra						
Código	Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo Hora C= A*B	Costo Unitario D= C* K	%
IT8	Soldador calificado	4	6,25	25,0	0,033	5,61
IT9	Ayudante	4	4,5	18,0	0,023	4,04
IT10	Cortador	2	4	8,0	0,010	1,80
IT11	Armador	2	5	10,0	0,013	2,25
IT12	Pintor	2	4	8,0	0,010	1,80
IT13	Operador de Grúa	2	3,125	6,3	0,008	1,40
				PARCIAL N	0,098	16,89

Materiales						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa A	Costo Hora B	Costo Unitario C=A*B	%
IT15	Electrodo E7018 5/32", 1/8"	kg	0,04	4,3	0,174	29,97
IT16	Discos de corte	u	0,0026	2,4	0,006	1,08
				PARCIAL O	0,180	31,05
Transporte						
Código	Descripción	Cantidad	Tarifa A	Costo Hora B	Costo Unitario C=A*B	%
IT15	Taller- Obra			Global	0,15	25,90
				PARCIAL P	0,15	25,90

TOTAL COSTOS DIRECTOS	Q=(M+N+O+P)	0,58	100
COSTOS INDIRECTOS 8%	(R)=(8%Q)	0,05	
UTILIDAD 15%	(S)=15%(Q+R)	0,09	
COSTO TOTAL	(T)=Q+R+S	0,72	

6.3.4. COSTO TOTAL DEL PROYECTO

Tabla 6.10. Costo total del proyecto

ITEM	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (USD)	Precio Total (USD)
1	Suministro de acero estructural	kg	153801,12	2,05	314772,26
2	Fabricación de los elementos estructurales	kg	153801,12	0,55	84679,71
3	Montaje del puente	kg	153801,12	0,72	110637,06
4	Pruebas	Global	1	20000	20000,00
				Subtotal	530089,04
				IVA 12%	63610,68
				Total	593699,72

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- El puente de estructura metálica para el Ferrocarril Ecuatoriano se ha diseñado para trabajar en condiciones de carga, para ello fue necesario realizar el análisis enfocado en la determinación del tipo de puente que se va a diseñar, el lugar donde se va a construir, y el material que se va a utilizar; en función de las condiciones ambientales, su costo, su mantenibilidad, entre otros; que garantizan que el diseño del puente sea adecuado para los requerimientos más exigentes.
- Los elementos estructurales que constituyen el puente se diseñan en base a normas internacionales que proporcionan condiciones, combinaciones de carga, o factores que garantizan índices de seguridad altos, principalmente la norma AREMA específica para puentes de ferrocarril.
- Dentro de los diferentes tipos de puentes los tipo trabe son muy versátiles pudiéndoselos utilizar en diferentes condiciones, lo cual les ha llevado a convertirse en unos de los puentes más utilizados en el país.
- La norma AREMA especifica que para un puentes de carga es recomendable realizar el análisis en función del tren de carga Cooper E80, es decir, que soporta cargas de hasta 80 toneladas, sin embargo, los puentes existentes en la vía férrea Quito-Duran no presentan condiciones para el tránsito de trenes de carga dado que fueron construidos en base cargas vivas Cooper E35.

- El puente diseñado cumple con los requerimientos de carga viva Cooper E80 que recomienda utilizar la norma AREMA y con los factores de seguridad que recomienda la AISC ASD, de forma que se obtuvieron elementos estructurales que se pueden comprar o fabricar en el país, realizando así viable la construcción.
- Los esfuerzos máximos por flexión calculados son menores a los que se obtienen en la simulación ($201\ 340\ 368\ \text{N/m}^2$) por lo cual podemos decir que el diseño de cada elemento estructural está dentro de los requerimientos.
- El acero ASTM A588 Gr. A es el adecuado para la construcción de puentes de ferrocarril debido a sus características físicas y mecánicas que presenta, sobre todo es resistente a condiciones ambientales adversas.
- Para el montaje del puente, es recomendable utilizar la soldadura como método de fijación de los elementos, no solo porque reduce el peso de la estructura sino que proporciona una excelente unión de los elementos. La norma que rige la soldadura para puentes es la AWS D1.5, en la cual se encuentran procedimientos precalificados para la soldadura de las estructuras.
- De acuerdo al análisis de costos realizado, el proyecto cuesta 593 699,72 dólares americanos cuyo valor se considera adecuado dada la magnitud de la obra. Determinándose que la construcción de un puente tipo trabe es rentable tomando en consideración que soporta la aplicación de grandes cargas, es decir, es posible el intercambio de mercancías que permiten recuperar el valor invertido.

7.2. RECOMENDACIONES

- Al finalizar el presente proyecto de Titulación se recomienda seguir los códigos y normas establecidos para el diseño de estructuras, así como procedimientos de fabricación y construcción dado que proporcionan seguridad no solo para las personas que lo construyen sino para las que van a hacer uso.
- En ambientes hostiles, la norma AWS D1.5 establece que es necesario colocar un recubrimiento a la estructura de acuerdo a métodos mencionados en la norma ASSHTO, sección 13; el principal método de recubrimiento constituye la pintura que debe aplicarse en superficies limpias y a temperaturas adecuadas de forma que se adhiera a la superficie.
- Para la ejecución de cada actividad desarrollada en la construcción y montaje, se requiere de personal calificado para dicha operación de acuerdo a lo mencionado en el capítulo de costos. Además se debe procurar la seguridad proporcionando los equipos de seguridad adecuados.
- Se recomienda realizar una actualización de los costos de la materia prima y mano de obra, dado que los valores obtenidos son variables económicas que varían en función del tiempo, por lo que se recomienda realizar un manual de costos para la construcción de estructuras metálicas en particular para proyectos de puentes.

BIBLIOGRAFÍA

- SERNA, José; 2006, Los Puentes del Tren, Fundación Esteyco.
- GARCÍA, Carlos; 2010; La locomotora de vapor.
- ROURA, Alberto, 2006, La máquina de vapor.
- ESCOBAR, Paulo; 2011, Diseño de súper estructura de puentes isostáticos metálicos ferroviarios en el Ecuador. Caso vigas tipo I de alma llena; Proyecto de titulación previo a la obtención de título de Ingeniero Civil, ESPE.
- VILLARINO, Alberto; 2012; Breve Resumen de la Ingeniería Civil.
- MESA, José Luis; 2013; Propiedades mecánicas de los metales.
- PINO Alejandro, 2011, Diagrama Esfuerzo-Deformación.
- ARGÜELLES, R; Análisis de estructuras: Teoría, problemas y programas, 1996. Obtenido de: http://www.uclm.es/area/ing_rural/Acero/Textos/EA_PandeoLateral.pdf
- MCCORMAN Jack; 2002; Structural Steel Desing: LRFD Method; Segunda Edición; Editorial Alfaomega; México.
- MCCORMAN, Jack; 2006, Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial, Tercera Edición.
- BROCKENBROUGH Roger; Diseño de Estructuras de Acero, Tomo 3; Editorial McGraw-Hill; Segunda Edición; 1997.
- VINNAKOTA S., Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Traducido de la primera edición.
- PILLAJO Jorge, Diseño de la Estructura de Acero Para un Edificio de Apartamentos para ser Utilizado en la Región Litoral del Ecuador, Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, 2009.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisito de Diseño Sismo Resistente.

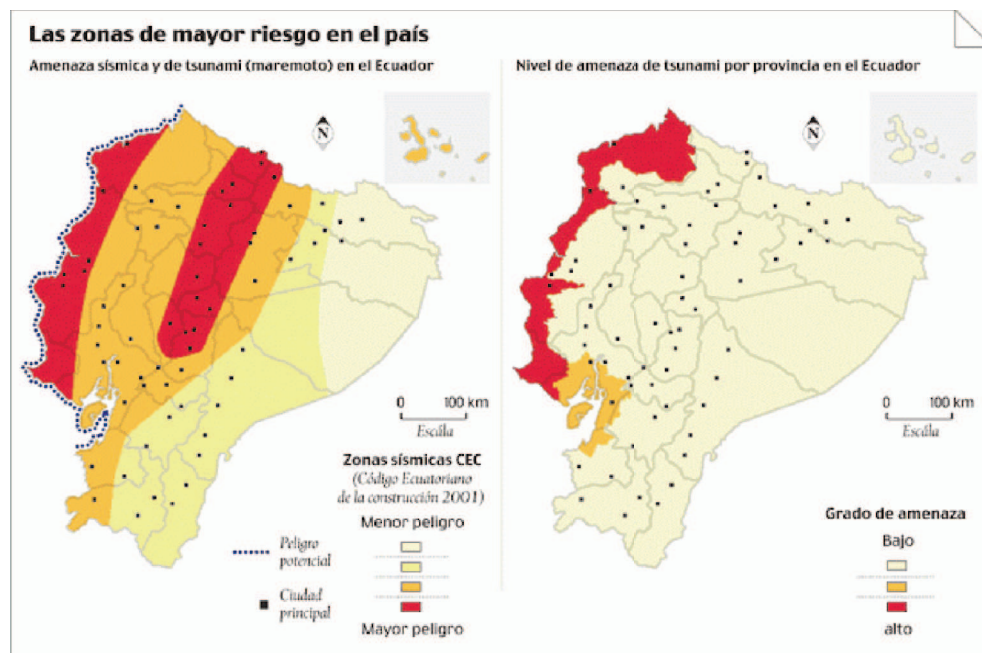
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología; Anuario Meteorológico 2010, N° 50, Quito, 2012.
- Ferrocarriles del Ecuador EP, 2010, Informe de Rehabilitación de la Superestructura y Elementos de Vía Férrea.
- Railroad Design and Rehabilitation: Technical Instructions.
- Practical Guide to Railway Engineering; Chapter 8 Railway Structures.
- GÓMEZ Jorge, Catálogo de Equipo Rodante de MNFM Locomotoras, Mirada Ferroviaria, núm. 6.
- Diccionario de Contabilidad y Finanzas, Editorial Cultural S.A., Madrid-España, 2002.

GLOSARIO

- **Resistencia mecánica:** las fuerzas internas máximas o tensiones que es capaz de desarrollar dicho cuerpo. Dependerá de las dimensiones del mismo y del material del que esté hecho.
- **Rigidez:** la capacidad de oposición a las deformaciones.
- **Estabilidad:** la capacidad de un elemento de oponerse a perturbaciones, manteniendo el equilibrio.
- **Ténder:** Vagón enganchado a la locomotora, que lleva el combustible y agua para alimentarla.
- **Galibo Horizontal o Espacio Libre Horizontal:** es la distancia entre los parámetros de los estribos, de un estribo o una pila, entre dos pilas o columnas contiguas, entre los ceros de los conos de derrame o entre los ceros de un cono de derrame y el parámetro de una pila, medida normalmente al eje longitudinal del cuerpo de agua, la carretera o vía férrea que se cruce. Cuando se trate de pasos superiores de ferrocarril (PSF), si la vía férrea es sencilla, el galibo horizontal debe ser como mínimo de tres como cinco 3,5m a cada lado del eje de la vía
- **Gálibo vertical o de espacio libre vertical:** es la distancia mínima vertical entre el intradós o cara inferior de la superestructura y cualquier punto de la superficie de la calzada y de sus acotamientos, la parte superior del riel más alto.

ANEXOS

ANEXO 1. ZONAS SÍSMICAS



Fuente: Cooperazione Internazionale, Institut de Recherche pour le développement, Oxfim EL COMERCIO

ANEXO 2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LAS LOCOMOTORAS

	Locomotora de tracción a vapor NdeM-650	Locomotora de tracción a vapor FCCyZ-10	Locomotora de tracción a vapor NdeM-1150	Locomotora de tracción a vapor NdeM-3034
Clase	E-1	G	GR-20	QR-1
Tipo	2-6-0 dos ruedas de carretilla, 6 ruedas motrices y ninguna rueda de arrastre	2-8-0 dos ruedas de carretilla, 8 ruedas motrices y ninguna rueda de arrastre	2-8-0 Consolidado (dos ruedas de carretilla, 8 ruedas motrices y ninguna rueda de arrastre)	4-8-4 cuatro ruedas de carretilla, ocho ruedas motrices y cuatro ruedas de arrastre
Vía	Ancha, 1435 mm	Angosta, 0.914 m	Ancha, 1435 mm	Ancha, 1435 mm
Movimiento de válvulas	Stephenson	Stephenson	Baker	Walschaert
Potencia (hp)	626	650	1424	2800
Peso	65 toneladas (máquina y tender)	67.960 ton.(44.320 ton., máquina y 23.640 ton., tender)	146 ton (76 ton máquina, 70 ton tender)	285 ton. (175 ton. máquina y 110 ton. tender)
Longitud (m)	9.25	10.80	11.69	18.30
Ancho (m)	2.81	2.84	3.25	3.23
Altura (m)	3.92	3.72	4.63	4.72
Diámetro ruedas motrices (m)	1.14	1.17	1.21	1.78
Cilindros (pulg)	17x24	16x20	21x28	25x30

Fuente: GÓMEZ Jorge, Catálogo de Equipo Rodante de MNFM Locomotoras, Mirada Ferroviaria, Núm. 6.

	Locomotora de tracción diesel-eléctrica DH-19	Locomotora de tracción eléctrica FCM-1001	Locomotora de tracción diesel - eléctrica NedM 6328 B	Locomotora de tracción diesel - eléctrica NedM 7020
Clase	A1A-A1A	B-B-B	B-B	B-B
Tipo	Locomotora unitaria con dos trucks de seis ruedas, en los que el eje central es portante y los otros dos son ejes motrices.	3 trucks de 4 ruedas, con 2 ejes motrices por truck.	Locomotora unitaria con dos trucks de cuatro ruedas y los otros dos son ejes motrices.	Unidad con 2 trucks de 4 ruedas, 2 ejes motrices por truck.
Vía	Ancha, 1435 mm	Ancha, 1435 mm	Ancha, 1435 mm	Ancha, 1435 mm
Generador	1		1	1
Potencia (hp)	2000	2736	1500	1750
Peso	92.6 ton.	150	117	115
Longitud (m)	20.17	16.12	15.24	16.66
Ancho (m)	3.20	3	3.25	3.25
Altura (m)	4.26	4.62	4.57	4.57
Diámetro ruedas motrices (m)	1.016	1.19	1.01	1.01
N° Cilindros	12		16 en V	16 en V

Fuente: GÓMEZ Jorge, Catálogo de Equipo Rodante de MNFM Locomotoras, Mirada Ferroviaria, Núm. 6.

**ANEXO 3. ESPECIFICACIONES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE
SOLDADURA DESARROLLADOS EN EL PROYECTO (WPS)**

**ANEXO 4. REGISTRO DE LA CALIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL
SOLDADOR (WPQ)**

ANEXO 5. PLANOS DEL PROYECTO