

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

## **ESCUELA DE INGENIERÍA**

### **REPARACIÓN DE PUENTES DE HORMIGÓN COLAPSADOS, MEDIANTE LA INSTALACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO**

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

**SANDRA VERÓNICA DURÁN YAZUMA**

**[asvhad@hotmail.com](mailto:asvhad@hotmail.com)**

**CRISTINA QUISHPE CORO**

**[cristina\\_quishpe@hotmail.com](mailto:cristina_quishpe@hotmail.com)**

**DIRECTOR: Ing. MDI. CARLOS BALDEÓN VALENCIA**

**Quito, Mayo 2009**

## DECLARACIÓN

Nosotros, Sandra Verónica Durán Yazuma y Cristina Quishpe Coro, declaramos bajo juramento 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.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**Sandra Verónica Durán Yazuma**

---

**Cristina Quishpe Coro**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Sandra Verónica Durán Yazuma y Cristina Quishpe Coro bajo mi supervisión.

---

**Ing. MDI. Carlos Baldeón Valencia**

**DIRECTOR DE PROYECTO**

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi familia por ser un apoyo en todos los proyectos que he emprendido en el transcurso de toda mi vida.

También agradezco a todos los ingenieros que ayudaron a la culminación de este proyecto, en especial a nuestro director de tesis Ing. Carlos Baldeón por su gran colaboración.

Al Ing. Hugo Jáuregui del MTOP, por su paciencia y colaboración.

A mi compañera de tesis por ser una gran persona junto con su familia.

**Sandra**

Agradezco el valioso apoyo incondicional de mis padres Joel y Rafaela y a mis hermanos Frank y Giova, ya que su soporte y comprensión me impulsó e incentivó para culminar de la presente tesis, en especial a mi madre.

Igualmente agradezco a mi director de tesis por hacer posible el desarrollo de un proyecto sugestivo como el presente, además agradezco la colaboración de los ingenieros que participaron en el presente proyecto, ya que con su apoyo se obtuvo la culminación del mismo.

A todos mis amigos por haber transcurrido todo el trayecto de mi carrera incondicionalmente.

**Cristina**

## DEDICATORIA

A Dios por ser la fuerza que me impulsó para seguir adelante, a mis padres porque siempre estuvieron en las buenas y malas, a mis hermanas por ser el apoyo que siempre tuve.

**Sandra**

A mis padres por ser los seres que siempre han sido y serán mi fuente de inspiración para lograr todos mis objetivos planteados en mi vida, por haberme guiado y comprendido en todo el trayecto de mi carrera, especialmente a la bondad de mi madre.

**Cristina**

## CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1 .....</b>	<b>1</b>
<b>FUNDAMENTO TEÓRICO E INVENTARIO DE PUENTES DE HORMIGÓN QUE SE ENCUENTRAN EN SITUACIÓN DE FALLA EN EL ECUADOR.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE .....</b>	<b>1</b>
<b>1.3 CLASIFICACIÓN Y TIPOS DE PUENTES .....</b>	<b>2</b>
1.3.1 SEGÚN SU TAMAÑO.....	3
1.3.2 SEGÚN EL MATERIAL EMPLEADO .....	3
1.3.3 SEGÚN SU USO .....	3
1.3.4 SEGÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	4
1.3.5 SEGÚN SU DESTINO .....	5
1.3.6 SEGÚN EL ANCLAJE .....	6
1.3.7 SEGÚN EL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMPLEADO .....	6
1.3.8 SEGÚN LA UBICACIÓN DE LA CALZADA .....	6
1.3.9 SEGÚN EL FUNDAMENTO ARQUITECTÓNICO UTILIZADO .....	7
<b>1.4 PUENTE TIPO TRABE .....</b>	<b>10</b>
1.4.1 ELEMENTOS DE LAS SUPERESTRUCTURAS TIPO TRABE .....	10
1.4.2 ELEMENTOS DE LOS PUENTES TIPO TRABE .....	11
<b>1.5 PUENTE TIPO BAILEY .....</b>	<b>14</b>
1.5.1 COMPONENTES DEL PUENTE TIPO BAILEY .....	14
1.5.1.1 El Panel de Puente Bailey .....	14
1.5.1.2 Bastidor de Arriostramiento .....	15
1.5.1.3 Tornapuntas .....	16
1.5.1.4 Travesero .....	16
<b>1.6 PUENTE DE HORMIGÓN .....</b>	<b>18</b>
1.6.1 CLASIFICACIÓN BÁSICA DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOS PUENTES DE HORMIGÓN.....	18
1.6.1.1 IN SITU.....	18
1.6.1.2 PREFABRICACIÓN.....	18
1.6.2 PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO .....	19

1.6.2.1	Sistema Estructural.....	19
1.6.2.2	Etapas Constructivas.....	19
1.6.2.3	Ventajas e Inconvenientes.....	20
1.6.2.4	Croquis y Elementos del Puente de Viga.....	20
<b>1.7</b>	<b>Puentes Mixtos.....</b>	<b>22</b>
1.7.1	CONSIDERACIONES ACERCA DE LOS TABLEROS MIXTOS.....	23
<b>1.8</b>	<b>RELACIÓN ENTRE EL SISTEMA CONSTRUCTIVO Y LA LUZ PRINCIPAL DE UN PUENTE.....</b>	<b>24</b>
<b>1.9</b>	<b>INVENTARIO DE PUENTES QUE SE ENCUENTRAN EN SITUACIÓN DE FALLA EN EL ECUADOR .....</b>	<b>25</b>
1.9.1	EL FENÓMENO EL NIÑO 1982-1983.....	25
1.9.1.1	Puentes afectados por el Fenómeno de El Niño en 1982-1983 .....	25
1.9.2	EL FENÓMENO DE EL NIÑO 1997-1998.....	28
1.9.2.1	Puentes Afectados por el Fenómeno de El Niño en 1997 – 1998 .....	29
	<b>CAPÍTULO 2 .....</b>	<b>33</b>
	<b>ANÁLISIS DE FALLA DE LOS PUENTES DE HORMIGÓN COLAPSADOS.....</b>	<b>33</b>
<b>2.1</b>	<b>SUELOS Y CIMENTACIONES .....</b>	<b>33</b>
2.1.1	SUELOS.....	34
2.1.1.1	El suelo como elemento portante de las Cimentaciones.....	34
2.1.1.2	Clases de Suelos.....	34
2.1.1.2.1	Rocas .....	34
2.1.1.2.2	Suelos granulares.....	35
2.1.1.2.3	Suelos finos.....	35
2.1.2	ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	36
2.1.2.1	Cargas admisibles .....	37
2.1.3	CIMENTACIONES.....	38
2.1.3.1	Generalidades .....	38
2.1.3.2	Definición y Partes de la Cimentación .....	38
2.1.3.3	Clases de Cimientos .....	39
2.1.3.3.1	Cimentaciones directas .....	40
2.1.3.3.2	Cimentación en pozo .....	41
2.1.3.3.3	Cimentaciones profundas .....	42
2.1.3.3.4	Cimentaciones superficiales .....	44

2.1.4	MUROS Y PANTALLAS .....	45
2.1.4.1	Muros de gravedad.....	45
2.1.4.2	Muros de contrafuertes.....	46
<b>2.2</b>	<b>FALLAS EN LAS CIMENTACIONES DE PUENTES .....</b>	<b>46</b>
2.2.1	PATOLOGÍAS ASOCIADAS A CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES .....	46
2.2.2	CAUSAS DE PATOLOGÍAS EN PUENTES.....	47
2.2.2.1	Daños y grietas más comunes.....	50
2.2.2.1.1	Fallos en las Cimentaciones.....	50
2.2.2.1.2	Fisuración y rotura de elementos estructurales.....	51
2.2.2.1.3	Grietas verticales.....	51
2.2.2.1.4	Grietas diagonales (ocasionalmente en arco).....	51
2.2.2.1.5	Grietas oblicuas en las pilas.....	52
2.2.2.2	Cimentaciones Socavadas .....	52
2.2.2.2.1	Socavación General a largo Plazo.....	54
2.2.2.2.2	Socavación general a corto plazo .....	55
2.2.2.2.3	Socavación localizada .....	56
2.2.2.2.4	Obstrucción del cauce .....	58
2.2.2.2.5	Asentamiento de las pilas y estribos.....	58
2.2.2.2.6	Mala orientación en el puente (Esviajamiento).....	59
2.2.2.3	Deterioros en Hormigón y Fábricas - Tensiones de la Cimentación.....	59
2.2.2.3.1	Presencia de Agua .....	59
2.2.2.3.2	Presencia de elementos extraños.....	60
2.2.2.3.3	Rellenos Expansivos .....	60
2.2.2.4	Daños en el Hormigón de un Puente.....	60
2.2.2.5	Fisuración del Hormigón en estado plástico .....	61
2.2.2.5.1	Fisuración por retracción plástica .....	61
2.2.2.5.2	Fisuración por precipitación de los agregados.....	61
2.2.2.6	Corrosión de las Estructuras Metálicas.....	62
2.2.2.6.1	Corrosión de las armaduras.....	62
2.2.2.7	Muros y Estribos con Deslizamientos o Cabeceos .....	63
2.2.2.7.1	Prácticas constructivas inadecuadas .....	63
2.2.2.7.2	Sobrecargas durante la construcción.....	63
2.2.2.7.3	Errores de diseño y detallado .....	64
2.2.3	LICUEFACCIÓN DE SUELOS.....	64
2.2.3.1	Descripción del Fenómeno de Licuefacción.....	65



<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>66</b>
<b>ANÁLISIS DE CARGA INTERNA Y EXTERNA EN LOS PUENTES</b> .....	<b>66</b>
<b>3.1 DEFINICIÓN DE CARGA. TIPOS DE CARGA</b> .....	<b>66</b>
<b>3.2 CARGAS Y DENOMINACIÓN</b> .....	<b>66</b>
3.2.1 CARGAS PERMANENTES .....	67
3.2.2 CARGAS TRANSITORIAS .....	67
<b>3.3 FUERZAS APLICADAS EN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE</b> .....	<b>68</b>
3.3.1 FUERZAS INTERNAS.....	68
3.3.1.1 Fuerzas Internas que afectan a los elementos estructurales .....	68
3.3.1.1.1 Carga Axial.....	68
3.3.1.1.2 Fuerza Cortante.....	69
3.3.1.1.3 Momento de Flexión .....	69
3.3.1.1.4 Momento de Torsión.....	69
3.3.2 FUERZAS EXTERNAS.....	70
3.3.2.1 Cargas Permanentes: <i>DC, DW y EV</i> .....	70
3.3.2.1.1 Cargas muertas .....	70
3.3.2.1.2 Cargas por presión hidrostática y empuje de tierras .....	71
3.3.2.2 Cargas Transitorias .....	72
3.3.2.2.1 Fuerzas de Frenado (LF).....	72
3.3.2.2.2 Cargas de sismo.....	74
3.3.2.2.3 Cargas debidas a cambios de temperatura .....	74
3.3.2.2.4 Cargas de viento .....	75
3.3.2.3 Cargas vivas en puentes .....	76
<b>3.4 CARGAS DE DISEÑO PARA CARRETERAS.</b> .....	<b>77</b>
3.4.1 ESPECIFICACIONES DE A .....	77
3.4.2 ESPECIFICACIONES DCCR .....	78
3.4.3 SOLICITACIONES.....	79
3.4.3.1 Carga Viva.....	79
3.4.3.1.1 Cargas para puentes de caminos .....	79
3.4.3.1.2 Carga mínima.....	82
3.4.3.2 Carga de andén.....	82
3.4.4 VARIABLES DE LA CARGA.....	83
3.4.4.1.1 Carga viva vehicular – Previsión de sobrecarga .....	85

3.4.4.1.2	Momento Máximo que se produce en los tres tipos de carga .....	86
3.4.5	IMPACTO .....	87
3.4.5.1	Grupo A .....	87
3.4.5.2	Grupo B .....	87
<b>3.5</b>	<b>FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIÓN DE CARGA.....</b>	<b>88</b>
<b>3.6</b>	<b>CARGAS QUE ACTÚAN EN LA SUBESTRUCTURA DE PUENTES.90</b>	
3.6.1	ESTRIBOS .....	90
3.6.1.1.1	Cargas que actúan sobre el estribo .....	91
3.6.2	PILAS Y COLUMNAS .....	92
3.6.2.1.1	Cargas que actúan sobre la Pila .....	92
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>93</b>	
<b>ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN TIPOLOGICAS PARA LA INSTALACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO. (DISEÑO).....</b>	<b>93</b>	
<b>4.1</b>	<b>DISEÑO PRELIMINAR DEL PUENTE TIPO A SER REPARADO .....</b>	<b>93</b>
4.1.1	ANTECEDENTES .....	93
4.1.2	UBICACIÓN DEL PUENTE TIPO .....	93
4.1.3	LOCALIZACIÓN .....	94
4.1.4	FALLA DEL PUENTE .....	94
4.1.5	VISITA REALIZADA .....	94
4.1.6	ESTADO DEL PUENTE .....	96
4.1.7	CAUSAS DE LA FALLA EN LA CIMENTACIÓN DE LA PILA DEL PUENTE CAMARONES .....	97
4.1.7.1	Estudio Preliminar para evaluar la Socavación .....	97
4.1.7.2	Estudio Hidráulico del Puente Camarones.....	98
4.1.8	ANÁLISIS DEL PROBLEMA.....	99
4.1.9	CONSIDERACIONES PARA LA REPARACIÓN DE LA CIMENTACIÓN SOCAVADA (INFRAESTRUCTURA).....	101
4.1.9.1	Proceso de la Recimentación para la Pila.....	101
4.1.9.1.1	Construcción de los Recintos Estancos.....	101
4.1.9.1.2	Procedimientos para la Construcción de la Recimentación.....	102
<b>4.2</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE ACERO VS HORMIGÓN.....</b>	<b>104</b>
4.2.1	VENTAJAS DE PUENTES CON ACERO ESTRUCTURAL .....	104
4.2.2	DESVENTAJAS DE PUENTES CON ACERO ESTRUCTURAL.....	105

4.2.3	VENTAJAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO .....	106
4.2.4	DESVENTAJAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO .....	107
4.2.5	ALCANCES DEL PROYECTO.....	107
4.2.5.1	Reparación Parcial de la Subestructura.....	107
4.2.5.1.1	Estructura de acero en la sección superior de la pila de hormigón afectada	107
4.2.5.1.2	Reparación de la Superestructura (Tramos afectados por la pila asentada)	108
<b>4.3</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA EL DISEÑO .....</b>	<b>112</b>
4.3.1	CRITERIO PARA LA SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA.....	112
4.3.1.1	Fiabilidad .....	112
4.3.1.2	Costos .....	113
4.3.1.3	Peso de la estructura.....	113
4.3.1.4	Estética.....	113
4.3.1.5	Disponibilidad de Materiales .....	113
4.3.1.6	Procesos .....	114
4.3.1.7	Montaje.....	114
4.3.1.8	Mantenimiento.....	114
<b>4.4</b>	<b>PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS .....</b>	<b>115</b>
4.4.1	ESTRUCTURA TIPO TRABE .....	115
4.4.1.1	Diseño de los elementos de la superestructura .....	115
4.4.1.1.1	Vigas .....	115
4.4.1.2	Pandeo en el alma de una trabe .....	117
4.4.1.3	Resistencia de las Trabes atiesadas .....	122
4.4.1.4	Tableros de Emparrillado Metálico.....	124
4.4.1.5	Pisos de Emparrillado Abierto.....	125
4.4.1.1	Emparrillados Planos.....	125
4.4.1.1.1	Distribución de las Cargas de Rueda.....	126
4.4.1.1.2	Superficie de Rodamiento.....	126
4.4.2	ESTRUCTURA METÁLICA TIPO ARMADURA .....	127
4.4.2.1	Características Metálicas Tipo Armadura .....	127
4.4.2.2	Componentes de la armadura .....	127
4.4.2.3	Tipos de Armadura .....	128
4.4.2.3.1	Armadura Pratt. ....	128
4.4.2.3.2	Armadura Warren. ....	129
4.4.2.3.3	Armaduras K.....	129
4.4.2.3.4	Armadura Parker. ....	129

4.4.2.4	Diseño del tablero de hormigón .....	130
4.4.2.5	Arriostamiento lateral, portales y entramados de balanceo.....	130
4.4.2.6	Resistencia a las fuerzas longitudinales .....	131
4.4.2.7	Procedimiento de Diseño de la armadura .....	131
4.4.2.8	Análisis para cargas verticales .....	132
4.4.2.9	Esfuerzos de viento de una armadura de paso inferior con puntales extremos inclinados .....	133
4.4.2.10	Pandeo Local.....	135
4.4.3	<b>ESTRUCTURA METÁLICA TIPO CAJON Y TABLERO ORTOTRÓPICO ...</b>	<b>135</b>
4.4.3.1	Diseño de un puente de vigas cajón .....	135
4.4.3.1.1	Soldadura en Vigas Cajón. ....	136
4.4.3.2	Tableros Ortótropos de Acero.....	137
4.4.3.2.1	Requisitos Generales .....	137
4.4.3.2.2	Detalles de Diseño.....	138
<b>4.5</b>	<b>SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA.....</b>	<b>139</b>
4.5.1	CRITERIOS DE VALORACIÓN.....	139
4.5.1.2	Evaluación del peso específico de cada criterio:.....	140
4.5.1.2.1	Evaluación del peso específico del criterio Fiabilidad .....	140
4.5.1.2.2	Evaluación del peso específico del criterio Costo .....	140
4.5.1.2.3	Evaluación del peso específico del criterio Peso .....	141
4.5.1.2.4	Evaluación del peso específico del criterio Estética .....	141
4.5.1.2.5	Evaluación del peso específico del criterio Disponibilidad de materiales .....	141
4.5.1.2.6	Evaluación del peso específico del criterio Proceso.....	141
4.5.1.2.7	Evaluación del peso específico del criterio Montaje .....	142
4.5.1.2.8	Evaluación del peso específico del criterio Mantenimiento .....	142
4.5.1.3	Tabla de Conclusiones (Cálculos) .....	142
<b>4.6</b>	<b>DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA .....</b>	<b>143</b>
4.6.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO .....	143
4.6.1.1	Características de Puentes de largueros de vigas esbeltas armadas .....	143
4.6.1.2	Espaciamiento.....	143
4.6.1.3	Grados de acero.....	143
4.6.1.4	Alma .....	144
4.6.1.5	Aletas .....	145
4.6.1.6	Arriostamientos .....	145
4.6.1.7	Apoyos .....	145

4.6.1.8	Placas de apoyo para vigas.....	147
4.6.1.9	Juntas de expansión.....	148
4.6.2	MÉTODOS DE DISEÑO PARA PUENTES DE CARRETERA.....	148
4.6.3	LIMITACIONES DE DISEÑO.....	149
4.6.3.1	Limitaciones de las deflexiones.....	149
4.6.3.2	Largueros y vigas transversales de piso.....	149
4.6.4	Distribución de las cargas de carretera a través de los Tableros.....	150
4.6.4.1	Cortante.....	150
4.6.4.2	Momentos en las vigas longitudinales.....	150
4.6.5	ESFUERZOS BÁSICOS ADMISIBLES PARA PUENTES.....	151
4.6.5.1	Esfuerzos admisibles en soldaduras.....	151
4.6.5.2	Esfuerzos admisibles para pernos.....	153
4.6.5.3	Soldadura.....	155
4.6.5.3.1	Símbolos de soldadura.....	155
4.6.5.3.2	Peso del metal depositado (P.M.D.).....	156
4.6.5.3.3	Factor de Operación (F.O.).....	158
4.6.5.3.4	Peso de electrodos requerido (P.E.R.).....	159
4.6.5.3.5	Eficiencia de deposición (ED).....	159
4.6.5.3.6	Costo de electrodos.....	159
4.6.5.3.6	Requisitos entre el metal de aporte y el metal base.....	160
4.6.5.3.7	Soldaduras de Filete.....	161
4.6.5.3.8	Representación de la soldadura de filete.....	162
4.6.5.3.9	Restricciones a las dimensiones de la soldadura de Filete.....	163
4.6.5.3.10	Soldadura de ranura.....	165
4.6.5.4	Conexiones para vigas secundarias.....	166
4.6.5.4.1	Holgura De Borde.....	166
4.6.5.4.2	Recorte o despatinamiento.....	166
<b>4.7</b>	<b>DISEÑO DEL PUENTE TIPO (CÁLCULOS).....</b>	<b>167</b>
4.7.1	DATOS INICIALES DEL PUENTE.....	168
4.7.2	COMBINACIÓN DE CARGAS.....	169
4.7.3	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO DOVELA TIPO I.....	170
4.7.3.1	Diseño del Emparrillado abierto de acero.....	170
4.7.3.1.1	Disposición de tableros de 1x2m y tableros 0,5x2m que conforman el emparrillado de acero para el tramo dovela Tipo I.....	171
4.7.3.1.2	Diseño del Tablero por Esfuerzos Admisibles (DEA).....	172

4.7.3.1.3	Cargas vivas usadas en uno de los tableros que forman el emparrillado acero del tramo dovela tipo I.....	173
4.7.3.1.4	Cálculos de Momentos y Cortantes del Tablero de 1x2 m en el programa SAP 2000 v12.....	174
4.7.3.1.5	Cálculo del Momento de Inercia de la sección del tablero de 1x2m.....	177
4.7.3.2	Diseño de las vigas transversales (Vigas de Piso).....	178
4.7.3.2.1	Disposición de las vigas transversales en el tramo del puente de 30,3 m....	178
4.7.3.2.2	Carga muerta que soporta una viga transversal .....	179
4.7.3.2.3	Momentos y cortantes por carga muerta en la viga transversal calculado en el programa SAP 200 v12.....	180
4.7.3.2.4	Carga viva soportada por una viga transversal .....	181
4.7.3.2.5	Posición de carga viva para momento máximo.....	182
4.7.3.2.6	Momentos y cortantes en la viga transversal .....	183
4.7.3.2.7	Diseño para Flexión por Esfuerzos Admisibles .....	186
4.7.3.2.8	Diseño para Cortante por Esfuerzos Admisibles.....	187
4.7.3.2.9	Conexión de la viga transversal a la viga principal.....	188
4.7.3.2.10	Soldadura entre aleta y alma de una viga transversal.....	189
4.7.3.3	Diseño de la Viga Principal (Viga Longitudinal) que soporta las Vigas de Transversales.....	190
4.7.3.3.1	Cargas actuantes en una viga principal .....	193
4.7.3.3.2	Cálculo de Momentos .....	195
4.7.3.3.3	Cálculo de Momentos Máximos en el SAP 2000 v12.....	198
4.7.3.3.4	Cálculo de Reacciones en una Viga Principal.....	199
4.7.3.3.5	Cálculo de cortantes en la Viga Principal.....	201
4.7.3.3.6	Cálculo del Tamaño del alma de una Viga Principal .....	204
4.7.3.3.7	Cálculo para cortante para el alma de una Viga Principal.....	205
4.7.3.3.8	Cálculo del tamaño de la aleta de la Viga Principal.....	206
4.7.3.3.9	Cálculo del momento de inercia del perfil pre-seleccionado.....	207
4.7.3.3.10	Diseño de la Viga Preseleccionada para flexión por Esfuerzos Admisibles .	208
4.7.3.3.11	Diseño de la Viga Preseleccionada para cortante por Esfuerzos Admisibles	209
4.7.3.3.12	Cálculo de las conexiones de soldaduras entre alma y aletas de la Viga Principal.....	210
4.7.3.3.13	Cálculo del esfuerzo admisible a cortante para la soldadura .....	211
4.7.3.3.14	Diseño de los Rigidizadores transversales .....	211
4.7.3.3.15	Diseño de Rigidizadores en los apoyos .....	214
4.7.3.3.16	Diseño del arriostamiento horizontal.....	216

4.7.3.3.17	Cálculo del Pandeo horizontal para el arriostramiento horizontal.....	218
4.7.3.3.18	Cálculo del pandeo vertical para el arriostramiento horizontal .....	220
4.7.3.3.19	Conexiones del arriostramiento horizontal .....	221
4.7.3.3.20	Diseño de la placa de apoyo para las zonas de hormigón. ....	223
4.7.4	DISEÑO en el TRAMO de la pila (ALCANCE EN EL CABEZAL DE LA PILA AFECTADA) .....	224
4.7.4.1	Cálculos del emparrillado de acero del tramo de la pila. ....	226
4.7.4.1.1	Disposición de los tableros que forman parte del tramo Pila.....	227
4.7.4.1.2	Cargas vivas usadas en el tablero de acero de 1x3,51m y 1x2,255m.....	228
4.7.4.1.3	Cálculo de Momentos y Cortantes en el tablero de acero de 1x3,51m.....	229
4.7.4.1.4	Cálculo de Momentos y Cortantes en el tablero de acero de 1x2.255m.....	231
4.7.4.1.5	Cálculo del Momento de Inercia de la vigueta que soporta el tablero de 1x3,51m y el tablero de 1x2,255 m .....	232
4.7.4.2	Diseño de las vigas E2 que soportan el emparrillado del tramo – pila .....	233
4.7.4.2.1	Disposición de las vigas E2 en el Tramo Pila.....	233
4.7.4.2.2	Carga muerta para una viga E2.....	235
4.7.4.2.3	Calculo para pandeo de una viga E2 .....	235
4.7.5	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO DOVELA TIPO II ....	238
4.7.5.1	Diseño del emparrillado de acero .....	238
4.7.5.2	Diseño de vigas transversales .....	238
4.7.5.3	Diseño de viga principal tramo dovela Tipo II.....	239
4.7.5.4	Rigidizadores Transversales.....	240
4.7.5.5	Rigidizadores de apoyo .....	240
4.7.5.6	Arriostramiento Horizontal .....	240
<b>4.8</b>	<b>JUNTAS DE DILATACIÓN .....</b>	<b>240</b>
<b>4.9</b>	<b>BARANDA –ANDÉN.....</b>	<b>241</b>
4.9.1	BARANDA .....	241
4.9.2	ANDÉN.....	242
<b>CAPÍTULO 5 .....</b>	<b>243</b>	
<b>PROCESO DE FABRICACIÓN, MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE REEMPLAZO Y ANÁLISIS DE COSTOS. ....</b>	<b>243</b>	
<b>5.1</b>	<b>FABRICACIÓN DEI PUENTE TIPO TRABE reparado .....</b>	<b>243</b>
5.1.1	DIAGRAMA DE PROCESOS DE FABRICACIÓN PARA LA SUPERESTRUCTURA DE ACERO DEL PUENTE REPARADO.....	243

5.1.1.1	Suministro de materiales .....	243
5.1.1.2	Procedimientos básicos de fabricación del Puente Tipo Reparado.....	245
5.1.2	<b>MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA.....</b>	<b>248</b>
5.1.2.1	Tareas a realizarse para el montaje de la superestructura.....	249
5.1.2.1.1	Transporte .....	249
5.1.2.1.2	Soldadura .....	250
5.1.2.1.3	Lanzamiento.....	250
5.1.2.1.4	Asentamiento.....	255
5.1.2.1.5	Pruebas de funcionalidad y de carga.....	255
<b>5.2</b>	<b>MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE REEMPLAZO .....</b>	<b>256</b>
5.2.1	CRITERIOS PARA REALIZAR EL REEMPLAZO O LA REPARACIÓN DE MIEMBROS DEL PUENTE TIPO REPARADO .....	257
5.2.2	INSPECCIÓN .....	258
5.2.2.1	Consideraciones.....	258
5.2.2.2	Corrosión en la superestructura de acero del puente tipo reparado.....	259
5.2.2.3	Capas protectoras para las obras de acero .....	260
5.2.2.4	Tipos de sistemas de recubrimiento .....	261
<b>5.3</b>	<b>ANÁLISIS DE COSTOS.....</b>	<b>264</b>
5.3.1	COSTO HORARIO DE MAQUINARIA.....	264
5.3.2	COSTOS DE PROPIEDAD.....	264
5.3.2.1	Inversión.....	265
5.3.2.2	Amortización [A], (Pago de la deuda) .....	265
5.3.2.3	Depreciación [D] .....	265
5.3.2.3.1	Depreciación Lineal .....	265
5.3.2.3.2	Doble Saldo Decreciente .....	266
5.3.2.4	Intereses Seguros e Impuestos [I.S.Im] .....	266
5.3.2.5	Valor Residual .....	267
5.3.2.6	Recuperación del Capital Invertido .....	267
5.3.3	COSTO DE OPERACIÓN.....	268
5.3.3.1	Combustibles [Com] .....	268
5.3.4	COSTOS DE OBRA .....	268
5.3.5	COSTOS MATERIALES Y CONSUMIBLES .....	268
5.3.6	COSTOS INDIRECTOS .....	269
5.3.7	IMPUESTOS, GASTOS GENERALES, UTILIDADES Y FIZCALIZACIÓN...	270



5.3.8	FORMA DE CUANTIFICACIÓN DE GASTOS GENERALES, UTILIDADES, INDIRECTOS Y FISCALIZACIÓN.....	270
<b>5.4</b>	<b>ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA REPARACIÓN DEL PUENTE TIPO .....</b>	<b>270</b>
5.4.1	EQUIPO .....	271
5.4.2	MANO DE OBRA.....	272
5.4.3	RENDIMIENTO .....	273
5.4.4	COSTO UNITARIO DE EQUIPO Y MANO DE OBRA .....	274
5.4.5	MATERIALES.....	274
5.4.6	TRANSPORTE .....	275
5.4.7	COSTO UNITARIO DIRECTO (e).....	275
5.4.8	COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD (f).....	275
5.4.9	COSTO UNITARIO OFERTADO (i) .....	275
5.4.10	ANÁLISIS UNITARIO DE CADA RUBRO .....	275
5.4.11	PRESUPUESTO .....	286
5.4.12	CRONOGRAMA VALORADO Y FLUJO DE CAJA INTERNA.....	286
	<b>CAPÍTULO 6.....</b>	<b>288</b>
	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>288</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>291</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>292</b>

## CONTENIDO DE FIGURAS

<b>Figura 1. 1</b>	Puente Tipo de losa maciza de concreto armado.....	2
<b>Figura 1. 2</b>	Puentes simplemente apoyados, continuos y Tipo Gerber .....	5
<b>Figura 1. 3</b>	Partes Constitutivas de un puente colgante.....	7
<b>Figura 1. 4</b>	Puente Tipo Colgante.....	7
<b>Figura 1. 5</b>	Puente Tipo Atirantado.....	8
<b>Figura 1. 6</b>	Puente en arco .....	8
<b>Figura 1. 7</b>	a) Viga sobre dos apoyos; b) Viga sobre dos apoyos sobre varios vanos; c) Viga sobre dos apoyos con voladizo; d) Pilar en voladizos .....	9
<b>Figura 1. 8</b>	Puente Tipo en Pórtico.....	9
<b>Figura 1. 9</b>	Puente Tipo Armadura de paso inferior .....	10
<b>Figura 1. 10</b>	(a) y (b) Puente Tipo Trabe (Los Ríos - San Francisco).....	12
<b>Figura 1. 11</b>	(a) y (b) Puente Tipo Trabe (Los Ríos - Camarones) .....	13
<b>Figura 1. 12</b>	Panel de Puente Bailey .....	15
<b>Figura 1. 13</b>	Bastidor de Arriostramiento.....	15
<b>Figura 1. 14</b>	Tornapuntas .....	16
<b>Figura 1. 15</b>	Travesero .....	16
<b>Figura 1. 16</b>	(a) y (b) Puente Tipo Bailey.....	17
<b>Figura 1. 17</b>	Croquis y Elementos de un Puente Tipo de Viga .....	20
<b>Figura 1. 18</b>	Puente Tipo de Hormigón .....	22
<b>Figura 1. 19</b>	Puente Tipo Mixto (Hormigón – Acero).....	23
<b>Figura 1. 20</b>	Infraestructura vial afectada.....	32
<b>Figura 2. 1</b>	Interacción Suelo – Cimentación – Estructura.....	33
<b>Figura 2. 2</b>	Cargas admisibles de los Tipos de Suelo .....	37
<b>Figura 2. 3</b>	Partes de un cimiento.....	38
<b>Figura 2. 4</b>	Distribución de carga de una cimentación directa .....	40
<b>Figura 2. 5</b>	Esquema de una zapata superficial .....	40
<b>Figura 2. 6</b>	Tipos de zapatas según su rigidez.....	41
<b>Figura 2. 7</b>	Tipos de pozos de cimentación.....	42
<b>Figura 2. 8</b>	Cimentaciones Profundas: a) Trabajo por Fuste b) Trabajo por punta .....	44
<b>Figura 2. 9</b>	Cimentación Profunda – Cimentación Indirecta.....	44
<b>Figura 2. 10</b>	Cimentación Superficial – Cimentación Directa .....	45
<b>Figura 2. 11</b>	Muro de gravedad .....	45
<b>Figura 2. 12</b>	Muro en ménsula con contrafuertes.....	46
<b>Figura 2. 13</b>	Diferentes efectos sobre la superestructura por giros de la cimentación (por socavación).....	50
<b>Figura 2. 14</b>	Deterioro de la cimentación de un puente sobre un embalse, detectado al final del verano con niveles bajos .....	50

<b>Figura 2. 15</b>	Fisuras y roturas en estructura .....	51
<b>Figura 2. 16</b>	a) Grieta en estribo por socavación de la cimentación superficial y la falta de capacidad de carga. b) Grietas en la aleta por asentamientos y socavación. ....	52
<b>Figura 2. 17</b>	Tipos de socavación.....	53
<b>Figura 2. 18</b>	Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente .....	53
<b>Figura 2. 19</b>	Agradación progresiva con posibilidades de subemergencia.....	55
<b>Figura 2. 20</b>	Problemas de agradación en el camal. Insuficiente hidráulica. ....	55
<b>Figura 2. 21</b>	Socavación en terraplén de acceso por cambio en la dirección del flujo. ....	56
<b>Figura 2. 22</b>	Falla de estribo del Puente Unute (Casanare – Colombia) .....	56
<b>Figura 2. 23</b>	Características Tipo de flujo alrededor de una pila.....	57
<b>Figura 2. 24</b>	Puente Tipo colapsado por socavación en pilas.....	58
<b>Figura 2. 25</b>	Asentamiento por socavación en pilas.....	59
<b>Figura 2. 26</b>	a) Típica Fisuración por retracción plástica .....	62
<b>Figura 2. 27</b>	a) Problemas de Corrosión y falla estructura. Puente El Limón (Meta);.....	63
<b>Figura 2. 28</b>	a) Representación de partículas en un depósito de suelo;.....	65
<b>Figura 3. 1</b>	Esfuerzos correspondientes a carga axial .....	68
<b>Figura 3. 2</b>	Pandeo de un elemento. ....	69
<b>Figura 3. 3</b>	Cargas por presión hidrostática y empuje de tierra. ....	72
<b>Figura 3. 4</b>	Esquema de cálculo para la fuerza de frenado .....	73
<b>Figura 3. 5</b>	Cargas debidas a cambios de temperatura .....	75
<b>Figura 3. 6</b>	(a), (b); Cargas vivas en puentes.....	77
<b>Figura 3. 7</b>	Cargas Tipo “H”.....	80
<b>Figura 3. 8</b>	Distribución del Peso Total del Camión y Carga Tipo H.....	80
<b>Figura 3. 9</b>	Camión y franja de carga H.....	80
<b>Figura 3. 10</b>	Cargas Tipo “HS” .....	81
<b>Figura 3. 11</b>	Distribución del Peso Total del Camión y Carga Tipo HS .....	81
<b>Figura 3. 12</b>	Camión y franja de carga HS .....	81
<b>Figura 3. 13</b>	Pesos y Dimensiones de vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 .....	82
<b>Figura 3. 14</b>	Línea de tráfico de 3.6m y ancho de carril de carga de 3m. HS MTOP .....	84
<b>Figura 3. 15</b>	Sistema de cargas según HS 25 – 44.....	85
<b>Figura 3. 16</b>	Sistema de cargas según HL – 93 .....	86
<b>Figura 3. 17</b>	Sistema de cargas según HS - MTOP .....	86
<b>Figura 3. 18</b>	Momento máximo que se produce en los tipos de carga. ....	86
<b>Figura 3. 19</b>	Esquema de estribos de sección doble “T” .....	91
<b>Figura 3. 20</b>	Esquema de las reacciones sobre un estribo .....	91
<b>Figura 3. 21</b>	Cargas que actúan en las Pilas y Columnas. ....	92
<b>Figura 4. 1</b>	Ubicación del Tipo a reparar “Puente Camarones” .....	94

<b>Figura 4. 2</b>	Puente Camarones con la pila afectada, noviembre 2008. ....	95
<b>Figura 4. 3</b>	Pilotaje realizado por el MTOP, noviembre 2008. ....	96
<b>Figura 4. 4</b>	Vista longitudinal de la pila asentada, noviembre 2008.....	97
<b>Figura 4. 5</b>	Esquema Cimentación Profunda – Cimentación Indirecta .....	100
<b>Figura 4. 6</b>	Esquema Cimentación Superficial – Cimentación Directa.....	100
<b>Figura 4. 7</b>	Recintos estancos para recimentación de pilas.....	102
<b>Figura 4. 8</b>	Sheet Pile o tablestacados en pilas .....	102
<b>Figura 4. 9</b>	Capa de rodadura Tipo de acero corrugado del el emparrillado de acero .....	108
<b>Figura 4. 10</b>	Tableros Tipo de acero que conforman el emparrillado del puente .....	108
<b>Figura 4. 11</b>	Ejemplo de una dovela de acero (Viga Tipo Trabe) .....	109
<b>Figura 4. 12</b>	Puente tipo de Armadura de paso superior y tablero de hormigón .....	110
<b>Figura 4. 13</b>	Puente Tipo con vigas tipo cajón y tablero ortotrópico .....	111
<b>Figura 4. 14</b>	Prediseño de una viga tipo “I”. .....	116
<b>Figura 4. 15</b>	Distribución de carga de una viga tipo “I”. .....	116
<b>Figura 4. 16</b>	Ejemplo todos los bordes articulados .....	117
<b>Figura 4. 17</b>	Ejemplo todos los bordes empotrados.....	118
<b>Figura 4. 18</b>	Ejemplo de Pandeo de una placa rectangular larga. ....	118
<b>Figura 4. 19</b>	Ejemplo de pandeo de vigas “I”. .....	121
<b>Figura 4. 20</b>	Esquema de la resistencia de traveses atiesadas. ....	123
<b>Figura 4. 21</b>	Esquema de un emparrillado plano tipo.....	125
<b>Figura 4. 22</b>	Distribución de carga en la sección transversal en una losa de acero.....	126
<b>Figura 4. 23</b>	Sección transversal que muestra las parte principales de un puente de carretera de paso superior.....	128
<b>Figura 4. 24</b>	Armadura Tipo Pratt .....	128
<b>Figura 4. 25</b>	Armadura Tipo Warren.....	129
<b>Figura 4. 26</b>	Armadura Tipo K .....	129
<b>Figura 4. 27</b>	Armadura Parker. ....	130
<b>Figura 4. 28</b>	Puente de dos carriles.....	131
<b>Figura 4. 29</b>	La cuerda superior en un plano horizontal aproxima una cuerda superior curva. ....	133
<b>Figura 4. 30</b>	Vigas tipo cajón con tablero ortotrópico .....	135
<b>Figura 4. 31</b>	Ejemplos de secciones transversales de vigas cajón compuestas .....	136
<b>Figura 4. 32</b>	Uniones de esquina para miembros en forma de cajón. ....	137
<b>Figura 4. 33</b>	Apoyo elastomérico utilizado en un puente .....	146
<b>Figura 4. 34</b>	Comportamiento apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero. ....	146
<b>Figura 4. 35</b>	Junta de expansión típica.....	148
<b>Figura 4. 36</b>	Símbolos de soldadura.....	156
<b>Figura 4. 37</b>	Simbología de una soldadura de ranura .....	157
<b>Figura 4. 38</b>	Soldadura de Filete (a)Sección transversal. (b) Sección transversal real .....	162
<b>Figura 4. 39</b>	(a) Junta soldada traslapada. (b) Junta en T. (c) Junta de esquina .....	162
<b>Figura 4. 40</b>	Soldadura de filete y su representación.....	163

<b>Figura 4. 41</b>	Las soldaduras a ambos lados de una placa inducen esfuerzos en ésta. ....	164
<b>Figura 4. 42</b>	Tipo Soldadura de ranura en “V” .....	165
<b>Figura 4. 43</b>	a) Viga recortada sólo en el patín superior, b) Viga recortada en ambos patines	167
<b>Figura 4. 44</b>	Tres tramos del Puente Tipo de hormigón “Puente Camarones” a ser reparado.	168
<b>Figura 4. 45</b>	Camión HS 20-44 para diseño de puentes .....	169
<b>Figura 4. 46</b>	Vista superior de un tablero de 1X2 [m] del emparrillado de acero del tramo dovela Tipo I.....	171
<b>Figura 4. 47</b>	Disposición de los tableros que forman el emparrillado de acero. ....	171
<b>Figura 4. 48</b>	Tablero Tipo de dimensiones 1x2m.....	174
<b>Figura 4. 49</b>	Cargas vivas de camión HS 20-44 que el tablero de 1x2m soporta.....	174
<b>Figura 4. 50</b>	Sección del tablero 1x2 m plano x-y .....	174
<b>Figura 4. 51</b>	Sección tablero 1x2 m, aplicada la carga viva de (8.36 Ton) de un camión HS 20-44, carga aplicada en la viga que produce mayor momento.....	175
<b>Figura 4. 52</b>	Diagrama de Momento máximos, Cortante y Deformación del tablero de 1x2m aplicado combinación de carga viva+ muerta.....	175
<b>Figura 4. 53</b>	Deformación del Tablero Tipo 1x2 m con combinación de carga viva+cm .....	176
<b>Figura 4. 54</b>	Composición tablero de 1x2m. (Plancha acero corrugado + vigueta) .....	177
<b>Figura 4. 55</b>	Disposición de las vigas transversales para tramo dovela tipo I .....	178
<b>Figura 4. 56</b>	Viga Armada Preseleccionada como viga transversal.....	179
<b>Figura 4. 57</b>	Cargas Muertas sobre una viga transversal .....	179
<b>Figura 4. 58</b>	Diagrama de Cortantes y Momentos máximos para carga muerta para la Viga transversal.....	180
<b>Figura 4. 59</b>	Cargas vivas camión HS 20-44 sometidas al tablero 1x2m que causa la máxima carga viva sobre la viga transversal.....	182
<b>Figura 4. 60</b>	Diagrama de Momentos y cortantes máximos para la posición 1. ....	183
<b>Figura 4. 61</b>	Diagrama de Momentos y cortantes máximos para la posición 2. ....	184
<b>Figura 4. 62</b>	Dimensiones de la Viga transversal preseleccionada .....	187
<b>Figura 4. 63</b>	Conexión de una viga trasversal a la viga principal, en mm.....	189
<b>Figura 4. 64</b>	Viga E1 .....	191
<b>Figura 4. 65</b>	Perno de anclaje empotrado al estribo de hormigón .....	191
<b>Figura 4. 66</b>	VIGA PRINCIPAL. a) Viga para Tramo dovela I (sin destaje en extremos); b) Viga para Tramo dovela II (con destaje en extremo derecho). ....	192
<b>Figura 4. 67</b>	Dimensiones de la viga - preseleccionada .....	193
<b>Figura 4. 68</b>	Líneas de influencia de momentos para la viga principal. Localización en ocho puntos en la viga para los cuáles se dibujan las líneas de influencia.....	196
<b>Figura 4. 69</b>	Disposición de las vigas principales (Vista en 3D) .....	198
<b>Figura 4. 70</b>	Cargas vivas que actúan sobre una viga principal. ....	198
<b>Figura 4. 71</b>	Diagrama de Momentos, Cortantes para CM+CV+CVandén+I .....	199
<b>Figura 4. 72</b>	Cargas vivas que actúan en el apoyo de la viga principal.....	200

<b>Figura 4. 73</b>	Líneas de influencia de cortante para la viga principal. Localización en ocho puntos para los cuáles se dibujan las líneas de influencia. ....	202
<b>Figura 4. 74</b>	Viga preseleccionada .....	204
<b>Figura 4. 75</b>	Viga Principal Pre-seleccionada .....	207
<b>Figura 4. 76</b>	Rigidizadores transversales de las vigas principales.....	213
<b>Figura 4. 77</b>	Rigidizadores de apoyo de las vigas principales .....	215
<b>Figura 4. 78</b>	Propiedades del perfil utilizado para el arriostramiento del puente. ....	218
<b>Figura 4. 79</b>	Disposición del arriostramiento del puente (Tramo Dovela Tipo I).....	222
<b>Figura 4. 80</b>	Puente de Hormigón antes de la presencia de socavación localizada en la Pila.	225
<b>Figura 4. 81</b>	Puente de hormigón con afectación en una pilas por socavación localizada.....	225
<b>Figura 4. 82</b>	Disposición de los tableros del tramo de la pila que forman vinculo con la parte del emparrillado de acero del tramo de dovela Tipo I.....	227
<b>Figura 4. 83</b>	Cargas vivas de camión HS 20-44 que el tablero 1 x3,51 m tiene que resistir. ...	229
<b>Figura 4. 84</b>	Cargas vivas de camión HS 20-44 que el tablero 1 x2,255m tiene que resistir. ..	229
<b>Figura 4. 85</b>	Tablero de 3,51 x 1m para el emparrillado de acero del tramo de la Pila. ....	229
<b>Figura 4. 86</b>	Diagrama de Cortante y Momentos máximos para el tablero de 1x3,51m.....	230
<b>Figura 4. 87</b>	Esquema de un tablero 1x2,255m para el emparrillado de acero. ....	231
<b>Figura 4. 88</b>	Diagrama de Cortante y Momentos máximos en el tablero de 1x2, 255m.....	231
<b>Figura 4. 89</b>	Composición del tablero. (Plancha de acero corrugado + vigueta).....	232
<b>Figura 4. 90</b>	Viga E2 armada Preseleccionada.....	234
<b>Figura 4. 91</b>	Posición de las vigas que soportan los tableros en el tramo de la pila, en mm ...	234
<b>Figura 4. 92</b>	Carga Muerta sobre una viga E2 .....	235
<b>Figura 4. 93</b>	Posición de la carga sobre una vigueta del tablero de 1x3,51m que causa máxima carga viva sobre una viga E2. ....	236
<b>Figura 4. 94</b>	Posiciones de cargas que causan momento positivo en una viga E2.....	236
<b>Figura 4. 95</b>	Fragmento de viga E2 para el análisis de pandeo.....	236
<b>Figura 4. 96</b>	Viga principal del tramo dovela tipo II .....	239
<b>Figura 5. 1</b>	Procesos de fabricación de la superestructura del Puente Tipo.....	244
<b>Figura 5. 2</b>	Fabricación de una dovela (Viga Tipo Trabe) .....	245
<b>Figura 5. 3</b>	Biselado de Planchas.....	246
<b>Figura 5. 4</b>	Transporte de una dovela en tráiler .....	249
<b>Figura 5. 5</b>	Lanzamiento por segmentos.....	251
<b>Figura 5. 6</b>	Nariz de lanzamiento tipo.....	252
<b>Figura 5. 7</b>	Arrastre mediante cordones.....	253
<b>Figura 5. 8</b>	Ejemplo de las pilas auxiliares para el lanzamiento por Obra Falsa. ....	254
<b>Figura 5. 9</b>	Lanzamiento por Obra Falsa de dovelas Tipo .....	254
<b>Figura 5. 10</b>	Montaje de grúa de una dovela tipo .....	254
<b>Figura 5. 11</b>	Lanzamiento rigidizado con tirantes.....	255

## CONTENIDO DE TABLAS

<b>Tabla 1. 1</b>	Clasificación de puentes según su tamaño.....	3
<b>Tabla 1. 2</b>	Tipo de elementos más comunes en los Puentes Tipo Trabe.....	11
<b>Tabla 1. 3</b>	Relación entre Sistema Constructivo y la Luz Principal del Puente .....	24
<b>Tabla 1. 4</b>	Puentes Afectados en la Provincia de Esmeraldas .....	25
<b>Tabla 1. 5</b>	Puentes Afectados en la Provincia del Guayas .....	26
<b>Tabla 1. 6</b>	Puentes Afectados en la Provincia de Manabí .....	26
<b>Tabla 1. 7</b>	Puentes Afectados en la Provincia de Los Ríos .....	27
<b>Tabla 1. 8</b>	Puentes Afectados en la Provincia de El Oro .....	27
<b>Tabla 1. 9</b>	Puentes Afectados en la Provincia de Pichincha.....	28
<b>Tabla 1. 10</b>	Resumen Puentes Afectados periodo 1982-1983 .....	28
<b>Tabla 1. 11</b>	Puentes Afectados en 1997 – 1998 .....	29
<b>Tabla 1. 12</b>	Resumen de los Puentes afectados período 1997-1998.....	31
<b>Tabla 2. 1</b>	Definición de las clases de Suelos.....	34
<b>Tabla 2. 2</b>	Tipos y condiciones admisibles de las Rocas.....	34
<b>Tabla 2. 3</b>	Tipos y condiciones admisibles de los suelos granulares .....	35
<b>Tabla 2. 4</b>	Tipos y condiciones admisibles de los suelos finos.....	35
<b>Tabla 2. 5</b>	Clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y aguas (EHE) .....	36
<b>Tabla 3. 1</b>	Cargas Permanentes que actúan en un puente .....	67
<b>Tabla 3. 2</b>	Cargas Transitorias que actúan en un puente .....	67
<b>Tabla 3. 3.</b>	Densidades de materiales.....	71
<b>Tabla 3. 4</b>	Factor de Reducción según el número de vías .....	73
<b>Tabla 3. 5</b>	Factores de Impacto para puentes de carretera.....	74
<b>Tabla 3. 6</b>	Cargas vivas de andén según la luz del puente .....	83
<b>Tabla 3. 7</b>	Cargas vivas.....	84
<b>Tabla 3. 8</b>	Valores promedios de cargas en el puente por ejes.....	84
<b>Tabla 3. 9.</b>	Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma$ .....	89
<b>Tabla 3. 10</b>	Combinaciones de Cargas y Factores de Carga .....	90
<b>Tabla 4. 1</b>	Estudios para la determinación de socavación.....	98
<b>Tabla 4. 2</b>	Selección recomendadas para distintos claros.....	115

<b>Tabla 4. 3</b> .....	Valores de $k_c$ para placas delgadas.	
<b>Tabla 4. 4</b>	Valores de K para Placas Rectangulares Delgadas .....	119
<b>Tabla 4. 5</b>	Relaciones Mixtas $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$ .....	124
<b>Tabla 4. 6</b>	Números de Strouhal para varias secciones. ....	134
<b>Tabla 4. 7</b>	Evaluación del peso específico de cada criterio .....	140
<b>Tabla 4. 8</b>	Evaluación del criterio del Fiabilidad .....	140
<b>Tabla 4. 9</b>	Evaluación del criterio del Costo .....	140
<b>Tabla 4. 10</b>	Evaluación del criterio del Peso. ....	141
<b>Tabla 4. 11</b>	Evaluación del criterio de la Estética. ....	141
<b>Tabla 4. 12</b>	Evaluación del criterio de la Disponibilidad de materiales. ....	141
<b>Tabla 4. 13</b>	Evaluación del criterio del Proceso .....	141
<b>Tabla 4. 14</b>	Evaluación del criterio del Montaje .....	142
<b>Tabla 4. 15</b>	Evaluación del criterio del Mantenimiento.....	142
<b>Tabla 4. 16</b>	Prioridad de las alternativas .....	142
<b>Tabla 4. 17</b>	Mínima Propiedades de aceros estructurales para Puentes .....	144
<b>Tabla 4. 18.</b>	Fracción de carga de rueda FD distribuida a las vigas longitudinales.....	151
<b>Tabla 4. 19</b>	Esfuerzos admisibles básicos, en Klb/pulg <sup>2</sup> , para puentes de carretera .....	152
<b>Tabla 4. 20</b>	Esfuerzos admisibles, en klb/pulg <sup>2</sup> , para pernos en puentes de carretera.....	154
<b>Tabla 4. 21</b>	Esfuerzos admisibles de aplastamiento, en klb/pulg <sup>2</sup> , para uniones empernadas en puentes de carretera .....	155
<b>Tabla 4. 22</b>	Fórmulas de Área Transversal según tipo de soldadura .....	157
<b>Tabla 4. 23</b>	Requisitos de acoplamiento entre el metal de aporte de aporte y el metal .....	160
<b>Tabla 4. 24</b>	Tamaños mínimos de soldaduras de filete y límites de espesor .....	164
<b>Tabla 4. 25</b>	Características Geométricas.....	168
<b>Tabla 4. 26</b>	Características de los materiales para la reparación.....	168
<b>Tabla 4. 27</b>	Cargas vivas, para camión HS 20-44 .....	170
<b>Tabla 4. 28</b>	Resumen del Diagrama de Momentos y Cortantes Máximos para el tablero de 1x2m, sometido a la combinación de cargas muerta + viva.....	176
<b>Tabla 4. 29</b>	Momento de Inercia de la sección del tablero.....	177
<b>Tabla 4. 30</b>	Carga muerta soportada por una viga transversal.....	179
<b>Tabla 4. 31</b>	Resumen de Momentos y Cortantes máximos por carga muerta en la viga transversal.....	181
<b>Tabla 4. 32</b>	Resumen de Diagramas de Momentos máx y cortantes por carga viva para la viga transversal. ....	185
<b>Tabla 4. 33</b>	Resumen de Momentos y cortantes de la viga transversal .....	186
<b>Tabla 4. 34</b>	Momento de Inercia para la viga transversal (armada). ....	186
<b>Tabla 4. 35</b>	Carga muerta que actúa sobre una viga principal .....	193



<b>Tabla 4. 36</b>	Momentos por carga muerta y momentos por carga viva de andén .....	196
<b>Tabla 4. 37</b>	Momentos máximos por carga viva e impacto, en [T-m] .....	197
<b>Tabla 4. 38</b>	Momentos máximos totales, en [T-m] .....	197
<b>Tabla 4. 39</b>	Tabla de Cortante máximo, en [ Ton ] .....	203
<b>Tabla 4. 40</b>	Máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión en miembros de puentes de carreteras para aleta de viga soldada a un solo lado ..	207
<b>Tabla 4. 41</b>	Cálculo del Momento de Inercia de las secciones del perfil pre-seleccionado.....	208
<b>Tabla 4. 42</b>	Cálculo del Momento de Inercia del perfil pre-seleccionado .....	208
<b>Tabla 4. 43</b>	Área expuesta en m <sup>2</sup> /m .....	216
<b>Tabla 4. 44</b>	Resumen del Diagrama de Momentos y Cortantes Máximos para el tablero de 1x2m, sometido a la combinación de cargas muerta + viva. ....	230
<b>Tabla 4. 45</b>	Resumen del Diagrama de Momentos y Cortantes Máximos para el tablero de 1x2m, sometido a la combinación de cargas muerta + viva.. ....	232
<b>Tabla 4. 46</b>	Momento de Inercia del tablero tramo - pila.....	232
<b>Tabla 4. 47</b>	Carga muerta soportada por una viga transversal.....	235
<b>Tabla 5. 1</b>	Coeficiente consumo de Combustible.....	268
<b>Tabla 5. 2</b>	Rubros para la reparación del puente tipo.....	271
<b>Tabla 5. 3</b>	Tarifa de equipos.....	271
<b>Tabla 5. 4</b>	Costos de mano de obra .....	273
<b>Tabla 5. 5</b>	Costo de materiales .....	274
<b>Tabla 5. 6</b>	Cuadro Auxiliar de Costos Indirectos y utilidad.....	275
<b>Tabla 5. 7</b>	Cuadro de cantidades y precios para la reparación del puente tipo.....	286

## RESUMEN

En los siguientes capítulos de este proyecto, se elabora una solución para la reparación de puentes de hormigón colapsados mediante la instalación de sistemas estructurales de acero debido a que este tipo de problemática va creciendo día a día en el país.

En el primer capítulo se describen las definiciones, clasificaciones y tipos de puentes que existen como medio de comunicación vial.

El segundo capítulo abarca las causas por las cuales los puentes de hormigón fallan, sobre todo las pilas y los estribos (Infraestructura) que se ven afectados por la existencia de socavaciones en sus cimentaciones, siendo una de estas causas el no considerar en el diseño las fuerzas externas producto de la naturaleza.

El tercer capítulo trata sobre las cargas permanentes y transitorias que inciden en la estructura de un puente, además se da a conocer las cargas vivas que son consideradas en el diseño de un puente, así como los métodos de diseño para puentes. Se especifican los tipos de carga viva según la Norma AASHTO para diseño de puentes y los métodos de diseño ASD (Diseño para Cargas de Servicio o Esfuerzos Admisibles) y LRFD (Diseño por Coeficientes y Resistencia).

En el cuarto capítulo se desarrolla el planteamiento, selección y diseño de la mejor alternativa para la solución del problema de puentes de hormigón colapsados, se elige al “Puente Camarones sobre el río Baba” ubicado en la provincia de Los Ríos del Ecuador como puente tipo para el diseño.

Se usa la carga viva del camión HS20-44 que es equivalente a la carga utilizada en el diseño y construcción original del puente tipo, y el ASD como método de diseño para la reparación del puente.

En el diseño se detallan los cálculos de la alternativa seleccionada, la superestructura reparada se conforma por: Vigas principales tipo Trabe, vigas transversales y rigidizadores de apoyo en acero A-588, una disposición de tableros que forman el emparrillado de acero, rigidizadores transversales, arriostamiento horizontal, barandas y andén en acero A-36. Los momentos de flexión para los distintos cálculos se corroboran mediante la utilización del programa SAP2000 v12.

En el quinto capítulo se da a conocer la forma de mantenimiento y montaje que se proporciona al diseño realizado en el cuarto capítulo, y por último se desarrolla un análisis de costos para tener una expectativa del monto que el estado invierte por el colapso de los puentes de hormigón.

En el sexto capítulo se proporcionan las conclusiones y recomendaciones necesarias para que los objetivos del proyecto se cumplan.

## PRESENTACIÓN

Un proyecto nace al descubrir una necesidad, en este caso la necesidad de proveer a la población una estructura segura y funcional, que garantice la comunicación vía terrestre en zonas de gran importancia económica del Ecuador.

Con ello en mente, y tras los resultados que los fenómenos naturales han provocado en las diferentes zonas del país, surge el proyecto constructivo para la reparación de puentes de hormigón que presentan problemas en las estructuras, sobre todo en la infraestructura que es una de las causas más comunes por la que los puentes colapsan, mediante el diseño de una superestructura del puente tipo con un sistema tipo trabe (Vigas I) y emparrillado de acero (tablero).

En la selección de la mejor alternativa se analizan todos los factores y parámetros que cumplan con los requerimientos de diseño de un puente según las normas AASHTO para diseño de puentes.

La alternativa para reparar la superestructura mediante vigas trabe y emparrillado de acero, presenta varias ventajas como garantizar un sistema estructural para la seguridad de los usuarios, sustituir los sistemas colapsados de hormigón por sistemas estructurales de acero que tengan igual rigidez que el sistema inicial, que soporte iguales o mayores cargas que el original y que fundamentalmente se disminuya las cargas por peso propio que inciden en las cimentaciones, evitando de esta forma que se presenten posibles asentamientos futuros en las cimentaciones de la infraestructura.

# CAPÍTULO 1

## FUNDAMENTO TEÓRICO E INVENTARIO DE PUENTES DE HORMIGÓN QUE SE ENCUENTRAN EN SITUACIÓN DE FALLA EN EL ECUADOR

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Con el pasar del tiempo el hombre tuvo la necesidad de crear un medio que ayude al transporte de carga, tubería y líneas de distribución de energía el mismo que tomaría el nombre de puente. Los puentes cumplen una función importante que es el de soportar grandes cantidades de peso.

Los puentes son diseños estructurales que logran facilitar una vía de paso sobre ríos de gran caudal, de avenidas frecuentes, o navegables; o los pasos sobre autopista en funcionamiento. Para la construcción de los puentes se toma en cuenta las condiciones geográficas y geológicas del medio en el que se va a construir.

### 1.2 COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE<sup>1</sup>

La estructura de un puente se divide en dos partes principales, que son:

- Superestructura
- Infraestructura.

La superestructura está compuesta de elementos como: vigas, riostras, losas, barandas, andenes. Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y peatones. Generalmente sus elementos son:

---

<sup>1</sup> TRUJILLO, José; Diseño de Puentes de Concreto; 3da ed., 2002; Pág.45.

- **Superficie de rodamiento.-** Es la superficie sobre la cual circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.
- **Tablero.-** La función principal del tablero es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.
- **Vigas Longitudinales.-** Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

La infraestructura recibe a la superestructura y la lleva hasta el suelo. Está compuesta de apoyos, pilas, y estribos, con su respectiva cimentación. En la figura 1.1 se puede ver las partes constituyentes de un puente.

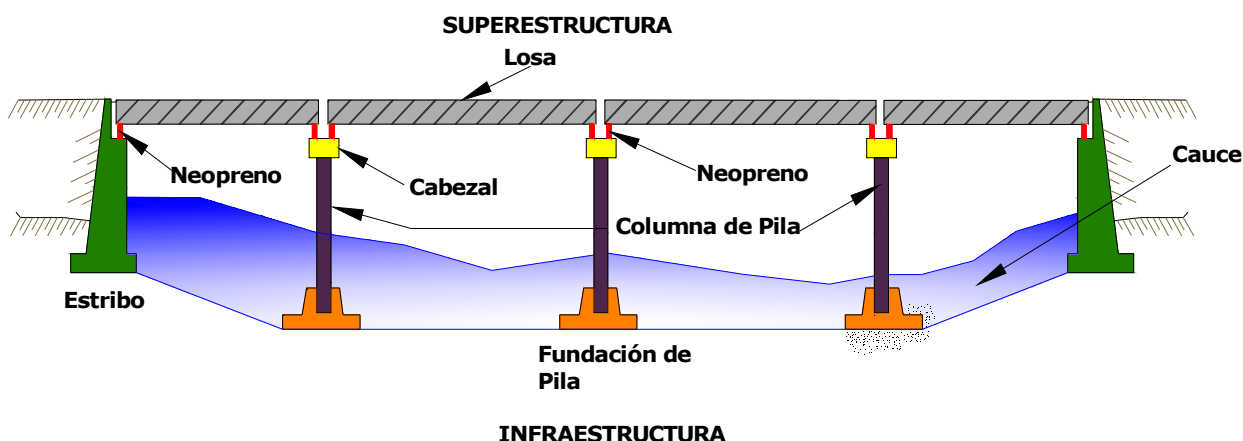


Figura 1.1 Puente Tipo de losa maciza de concreto armado

### 1.3 CLASIFICACIÓN Y TIPOS DE PUENTES<sup>2</sup>

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos; dependiendo del tipo de material utilizado para su construcción, el sistema y diseño estructural, el uso del puente, la ubicación de la estructura del puente, etc.

<sup>2</sup> <http://www.miliarium.com/Puentes/Clasificación.htm>

### 1.3.1 SEGÚN SU TAMAÑO

Tabla 1.1 Clasificación de puentes según su tamaño<sup>3</sup>

CLASIFICACIÓN	CLARO
Alcantarillas	$L < 6m$
Puentes de claro medio	$6m \leq L \leq 60m$
Puentes de grandes claros	$L > 60m$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo06.pdf>

### 1.3.2 SEGÚN EL MATERIAL EMPLEADO

La estructura de un puente no está constituida de un único material, por lo cual, esta clasificación pocas veces se adapta a la realidad, estos puentes son de tipo:

- Mampostería
- Madera
- Hormigón armado
- Hormigón pretensado
- Acero
- Hierro forjado
- Compuestos

### 1.3.3 SEGÚN SU USO

Dependiendo del uso estos puentes son:

- Acueductos.- Los que soportan un canal o conductos de agua.
- Viaductos.- Puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos.
- Pasos elevados.- Puentes que cruzan autopistas, carreteras o vías de tren.
- Carretera elevada.- Puente bajo, pavimentado, sobre aguas pantanosas o en una bahía y formado por muchos tramos cortos.

---

<sup>3</sup> <http://www.anippac.org.mx/capitulo06.pdf>

- Alcantarillas.- Un puente por debajo del cual transitan las aguas de un río o quebrada.

#### 1.3.4 SEGÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL

De acuerdo a su comportamiento estático los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos, como se muestra en la figura 1.2.

Los segundos incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, atirantada y empujada, estos son:

- Isostáticos.- Se denomina "puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen.
- Hiperestáticos.- Se denomina "puente hiperestático" aquel cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

También según el sistema estructural los puentes se pueden clasificar como:

- Puentes en arco o arqueados.- El elemento estructural predominante es el arco, utilizando como material de construcción el acero y que son estáticos o hiperestáticos y son de:
  - ◆ Tablero superior
  - ◆ Acero con tímpano de celosía
  - ◆ Arcadas y de hormigón
  - ◆ Con tímpano abierto o macizo
  - ◆ Tablero inferior, discurriendo la calzada entre los arcos, paralelos o no, con diversos tipos de sujeción.
- Puentes colgantes.- Constan de un tablero suspendido en el aire por dos grandes cables, que forman sendas catenarias, apoyadas en



unas torres construidas sobre las pilas. El tablero puede estar unido al cable por medio de péndolas o de una viga de celosía.

- Puentes de vigas Gerber.- Tienen tableros isostáticos apoyados sobre voladizos de tramos isostáticos o hiperestáticos.

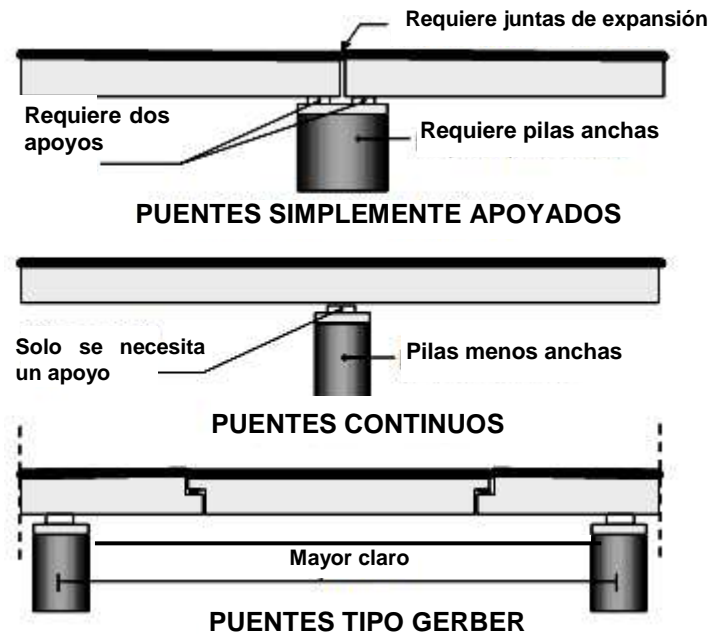


Figura 1. 2 Puentes simplemente apoyados, continuos y Tipo Gerber<sup>4</sup>

### 1.3.5 SEGÚN SU DESTINO

Estos puentes se puede utilizar para:

- Viaductos
- Carretera
- Ferrocarril
- Compuestos
- Acueducto
- Pasarelas

<sup>4</sup> <http://www.anippac.org.mx/capitulo06.pdf>

### **1.3.6 SEGÚN EL ANCLAJE**

- Puentes Fijos.- Aparecen anclados de forma permanente en las pilas. Dentro de este tipo están los puentes de placas, cuya armadura es una plancha de hormigón armado o pretensado que salva la distancia entre las pilas.
- Puentes Móviles.- Pueden desplazarse en parte para dar paso a embarcaciones.
- Puentes de Pontones.- Apoyados sobre soportes flotantes, generalmente móviles, se usan poco.

### **1.3.7 SEGÚN EL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMPLEADO**

Esta clasificación generalmente se refiere al tablero y puede ser:

- Vaciado en sitio.- Si la colada de concreto se hace sobre un encofrado dispuesto en el lugar definitivo.
- Losa de concreto armado o postensado.- Sobre vigas prefabricadas de concreto armado.
- Tablero construido por voladizo sucesivos.- Puede ser construido por adición sucesiva de elementos de acero.
- Tablero atirantados
- Tablero tipo arpa.- Con doble fila de soporte o una sola fila.
- Tablero lanzado

### **1.3.8 SEGÚN LA UBICACIÓN DE LA CALZADA**

Estos puentes son de:

- Calzada superior.- Cuando la estructura portante tablero está ubicada íntegramente debajo de la calzada.
- Calzada inferior.- Cuando la estructura portante está ubicada a los lados de la calzada sobresaliendo de su superficie o que esté ubicada por encima de la misma.

### 1.3.9 SEGÚN EL FUNDAMENTO ARQUITECTÓNICO UTILIZADO

Estos puentes son:

- Colgantes
  - ◆ Con armadura superior
  - ◆ Con armadura inferior. (Ver las figuras 1.3 y 1.4)

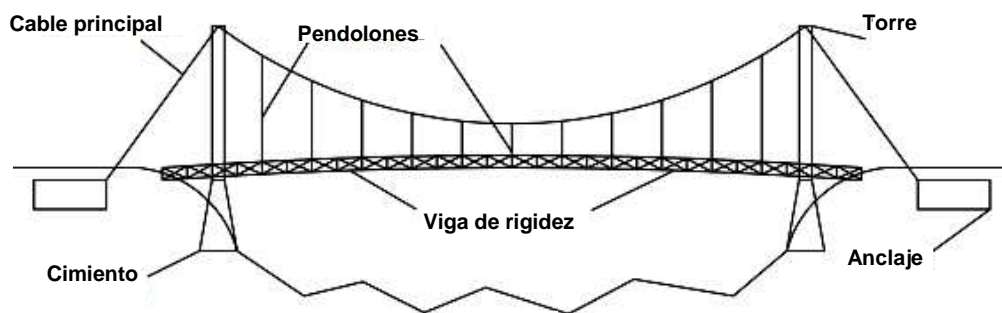
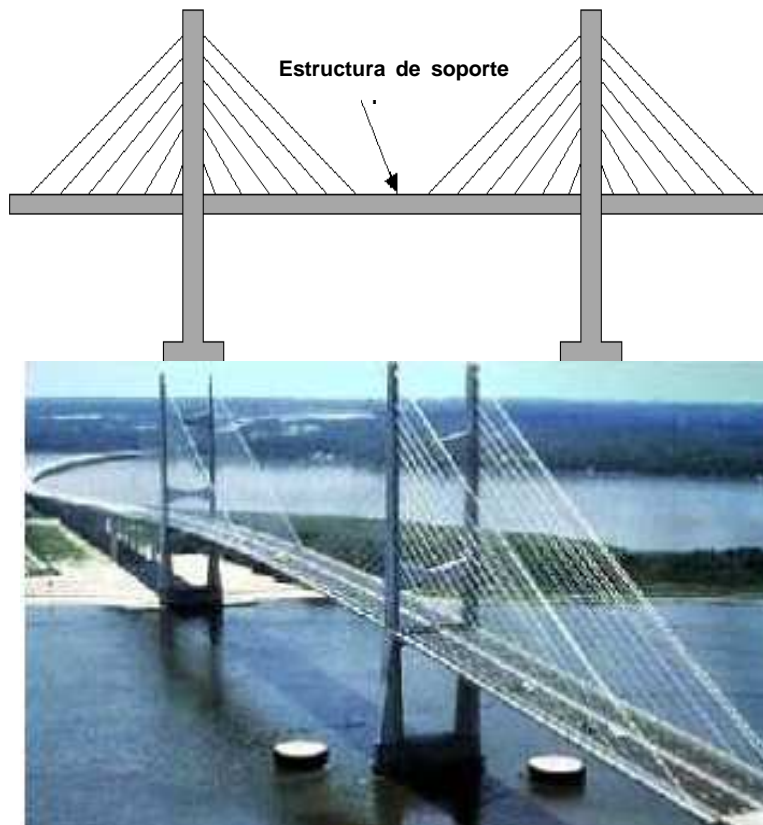


Figura 1. 3 Partes Constitutivas de un puente colgante



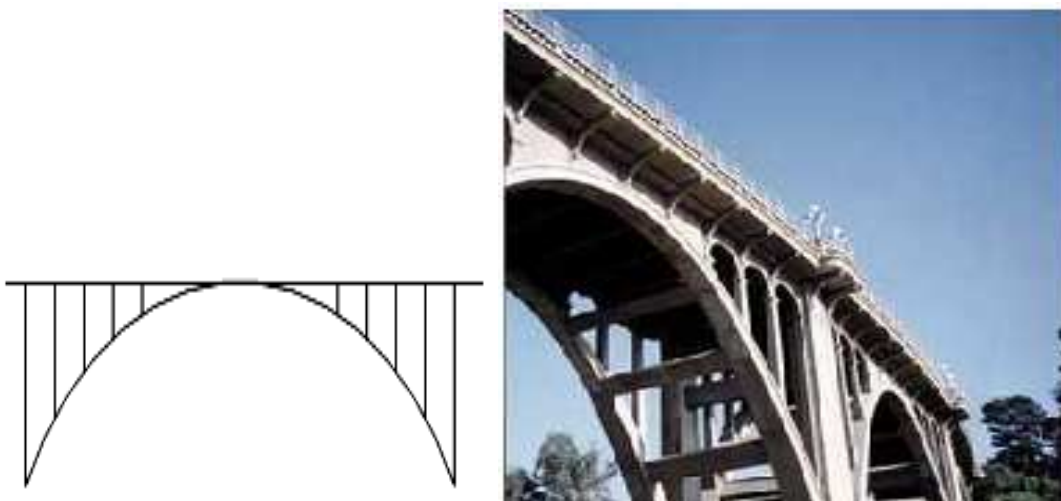
Figura 1. 4 Puente Tipo Colgante

- Atirantados
  - ◆ Con forma de arpa
  - ◆ Con forma de abanico
  - ◆ Con forma de haz. (Ver la figura 1.5)



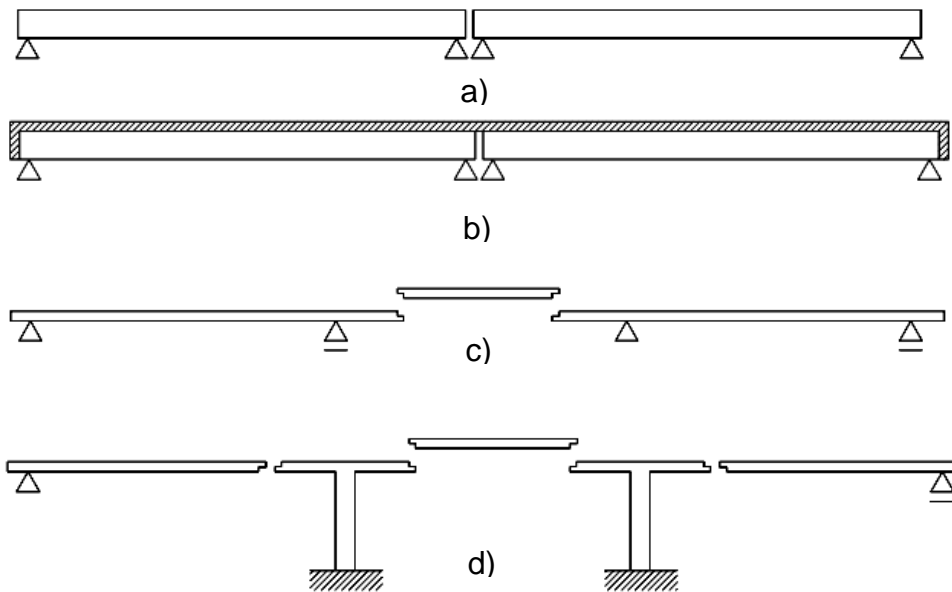
**Figura 1.5** Puente Tipo Atirantado

- En arco
  - ◆ Superior
  - ◆ Inferior. (Ver la figura 1.6)
  - ◆ A nivel intermedio



**Figura 1.6** Puente en arco

- Con vigas simplemente apoyadas. (Ver la figura 1.7)
  - ◆ Un tramo
  - ◆ Varios tramos
  - ◆ Articuladas o Gerber con pilas tipo consolas
  - ◆ Losa apoyada en vigas cajón



**Figura 1.7** a) Viga sobre dos apoyos; b) Viga sobre dos apoyos sobre varios vanos; c) Viga sobre dos apoyos con voladizo; d) Pilar en voladizos

- Pórticos
  - ◆ Empotrados
  - ◆ Trilátero biarticulado
  - ◆ De pórticos triangulados.(Ver la figura 1.8)



**Figura 1.8** Puente Tipo en Pórtico

- Armadura Metálica
  - ◆ Armadura y arriostramiento inferior. (Ver la figura 1.9)
  - ◆ Armadura y arriostramiento superior
  - ◆ Tipo Bailey



**Figura 1. 9    Puente Tipo Armadura de paso inferior**

#### **1.4    PUENTE TIPO TRABE**

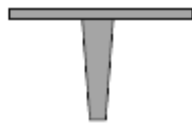
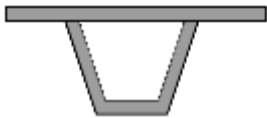


Las superestructuras tipo trabe son los más empleados en la actualidad para la construcción de puentes, debido a que presentan la ventaja de ser económicos cuando la luz supera distancias de entre 15 a 18 m. Este tipo de puentes constituyen elementos horizontales los mismos que se denominan trabes.

##### **1.4.1    ELEMENTOS DE LAS SUPERESTRUCTURAS TIPO TRABE**

- Trabe armada
- Arriostramientos
- Puntales de Montaje
- Placas de Amarre
- Conectores de cortante.
- Vigas Transversales o Diafragmas

### 1.4.2 ELEMENTOS DE LOS PUENTES TIPO TRABE

Tabla 1.2 Tipo de elementos más comunes en los Puentes Tipo Trabe<sup>5</sup>

SECCIÓN	ELEMENTO	APLICACIÓN
	TRABES TIPO "T"	Puentes Peatonales Puentes Vehiculares
	TRABES CAJÓN	Puentes Ferroviarios Puentes Peatonales Puentes Vehiculares
	TRABES CAJÓN	Puentes Ferroviarios Puentes Vehiculares
	TRABES AASHTO	Puentes Ferroviarios Puentes Vehiculares

Fuente: [www.construmática\\_trabes/pdf01-96-36.htm](http://www.construmática_trabes/pdf01-96-36.htm); Realizado por: Mastrocola V.

En las figuras 1.10 y figura 1.11 se muestran los puentes tipo trabe San Francisco y Camarones respectivamente, ubicados en la provincia de Los Ríos del Ecuador.

<sup>5</sup> [www.construmática\\_trabes/pdf01-96-36.htm](http://www.construmática_trabes/pdf01-96-36.htm); Realizado por: Mastrocola V. y Yépez F.





(a)



(b)

Figura 1. 10 (a) y (b) Puente Tipo Trabe (Los Ríos - San Francisco)





(a)



(b)

Figura 1. 11 (a) y (b) Puento Tipo Trabe (Los Ríos - Camarones)

## 1.5 PUENTE TIPO BAILEY <sup>6</sup>

El equipo original Bailey se proyecta para formar un simple de tablero inferior. Es decir, la superficie de rodadura o calzada es soportada por dos vigas principales.

Las vigas principales están compuestas de un cierto número de paneles Bailey unidos con bulones de extremo a extremo y, conectados lateralmente, cuando sea necesario, para formar vigas rígidas de una orilla a otra.

Los traveseros que soportan la calzada se colocan sobre los cordones inferiores de los paneles Bailey, conectando y distanciando correctamente las vigas principales, al mismo tiempo que soportan los armazones de acero de la calzada.

Varias piezas de arriostramiento y unidades de piso completan la estructura. Mientras que la plataforma de madera se usa para puentes provisionales, un sistema prefabricado de plataforma de acero permite que el equipo Bailey sea usado para la construcción de puentes permanentes.

### 1.5.1 COMPONENTES DEL PUENTE TIPO BAILEY

#### 1.5.1.1 El Panel de Puente Bailey

Es un armazón soldado que comprende dos cordones unidos por montantes verticales y diagonales. En un extremo del panel, ambos cordones terminan en un muñón perforado y el otro en dos cartelas perforadas. Los paneles se ensamblan unos con otros por los extremos mediante el acoplamiento de los muñones con las cartelas insertando los bulones de panel a través de los agujeros correspondientes, como se muestra en la figura 1.12.

---

<sup>6</sup> Hathrell, J.A.E; Sir. Donal C. Bailey; Manual Bayley y Uniflote; ACROW PRESS & SOUTH WHARF; London; 3era Edición Española, 1998.

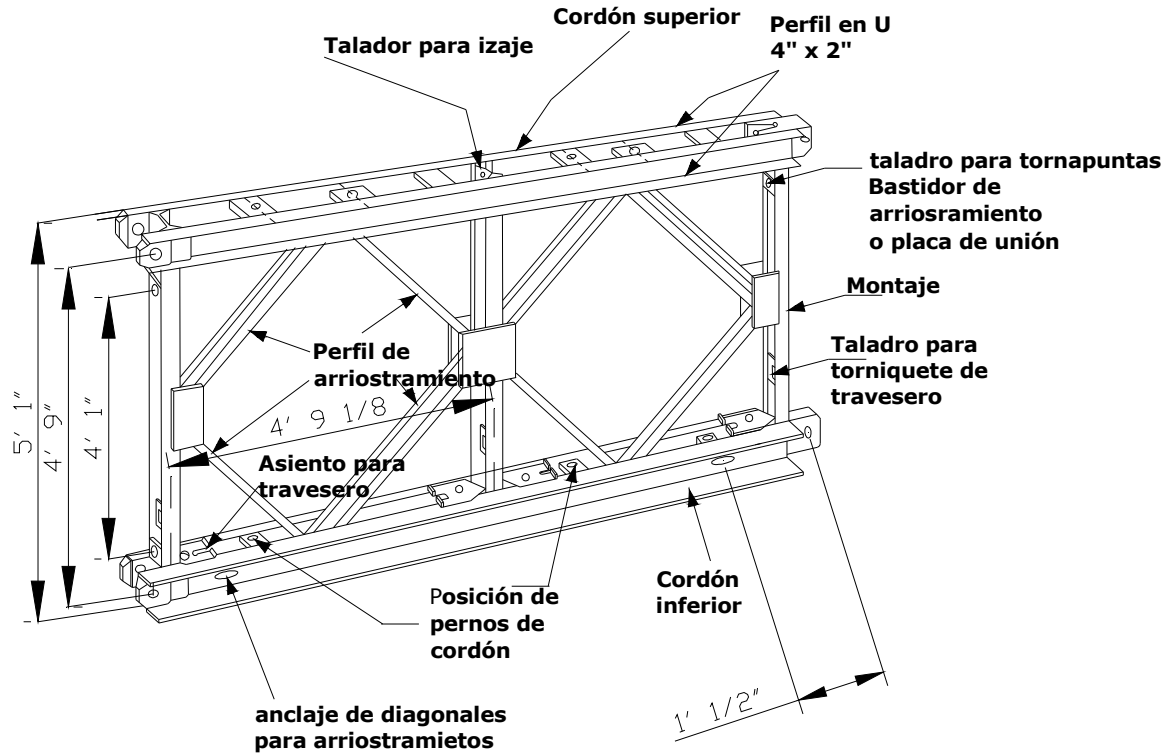


Figura 1. 12 Panel de Puente Bailey

### 1.5.1.2 Bastidor de Arriostamiento

Es un armazón soldado de perfiles y barras de acero dulce, con una espiga cónica en cada una de las cuatro esquinas. Se emplea para arriostar los paneles entre sí. (Ver la figura 1.13.)

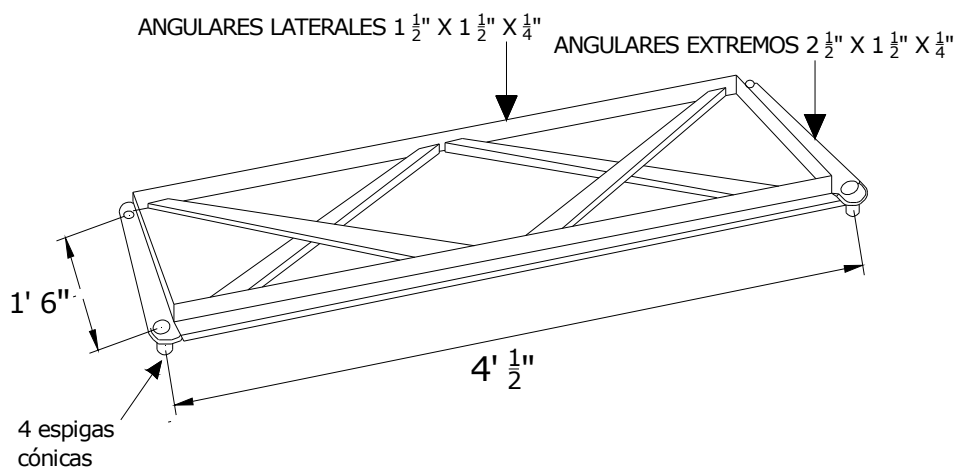


Figura 1. 13 Bastidor de Arriostamiento

### 1.5.1.3 Tornapuntas

Es un perfil de acero especial de alta resistencia con una espiga cónica en cada extremo. Se conecta entre una cartela situada en la parte superior del travesero y el agujero de la parte superior interna del montaje del panel y representa el principal elemento de estabilización del puente. Un esquema de elemento se muestra en la figura 1.14.

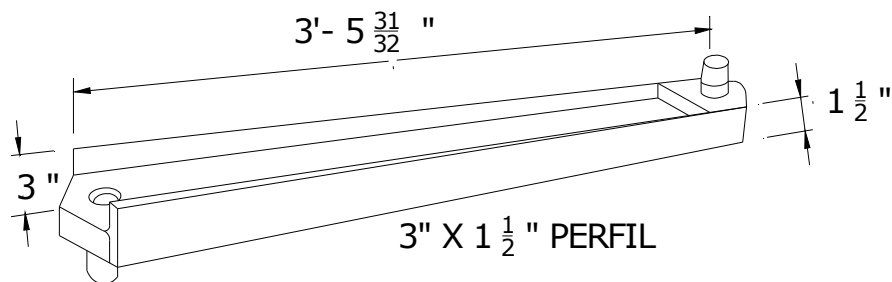


Figura 1.14 Tornapuntas

### 1.5.1.4 Travesero

Es un tramo de viga de acero especial de alta resistencia, que forma la viga transversal del puente, extendiéndose entre las vigas maestras para soporte del tablero, como se puede apreciar en la figura 1.15.

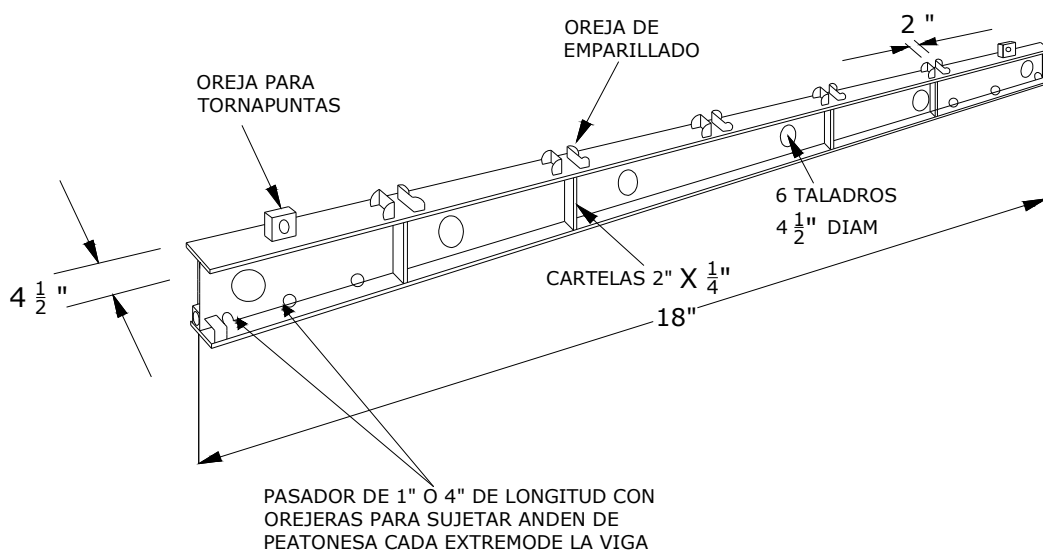


Figura 1.15 Travesero

En la figura 1.16 se muestran ejemplos de puentes tipo Bailey.



(a)



(b)

Figura 1. 16 (a) y (b) Puente Tipo Bailey

## 1.6 PUENTE DE HORMIGÓN

Los puentes de hormigón armado, en carreteras de primero y segundo orden, han tenido éxito con luces de hasta 25 m. Luces superiores son inconvenientes para este tipo de puentes por el incremento desmedido de su peso y de su costo. La gran experiencia que se tiene con el manejo del hormigón armado, que se traduce en mano de obra y dirección técnica calificadas, y en disponibilidad de los materiales, ha permitido su construcción en todas las regiones del país.

El hormigón armado es una colaboración del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las tracciones y el segundo las compresiones.

### 1.6.1 CLASIFICACIÓN BÁSICA DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOS PUENTES DE HORMIGÓN<sup>7</sup>

#### 1.6.1.1 IN SITU

- Encofrados fijos
- Cimbras fijas o desplazables
- Voladizos sucesivos

#### 1.6.1.2 PREFABRICACIÓN

- Vigas de tablero
- Loetas

---

<sup>7</sup> Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la construcción de puentes y túneles. GOBIERNO DE NAVARRA, 1ª edición, 1ª impresión (2007), pág. 26

- Elementos de terminación.
- Vigas de lanzamiento
- Construcción segmental

## **1.6.2 PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO<sup>8</sup>**

### **1.6.2.1 Sistema Estructural**

El sistema estructural básico está formado por unas vigas de hormigón armado apoyadas sobre los estribos o sobre las pilas y unidas por una losa, también de hormigón armado.

Permite salvar obstáculos de más longitud siempre que se dispongan pilas intermedias de forma que cada tramo tenga una luz inferior a 20 metros. Este tipo de puente se puede adecuar muy bien para el paso de vehículos, pues las vigas se pueden diseñar de tal manera que se pueda soportar la carga provocada por el paso de camiones, como se muestra en las figuras 1.17 y 1.18.

### **1.6.2.2 Etapas Constructivas**

Fases del proceso constructivo de un puente de vigas de hormigón.

- Desbroce y limpieza del terreno.
- Replanteo.
- Excavación.
- Construcción de la pila (o pilas) y los estribos.
- Encofrado de las vigas del primer tramo.
- Desencofrado de las vigas del primer tramo y construcción de las del segundo tramo.

---

<sup>8</sup> Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la construcción de puentes y túneles, 1ª edición, 1ª impresión (2007), Gobierno De Navarra, ANECOP, pág. 19.

- Colocación de las pre-losas (o del encofrado) y hormigonado de la losa.
- Acabados

### 1.6.2.3 Ventajas e Inconvenientes<sup>9</sup>

- Esta tipología se adapta muy bien a grandes solicitaciones. Puede ser muy adecuada para puentes vehiculares. Por otro lado, puede no ser la solución más recomendable si el uso es exclusivamente peatonal, por resultar más cara que otras.
- No necesita demasiado mantenimiento.

### 1.6.2.4 Croquis y Elementos del Puente de Viga<sup>10</sup>

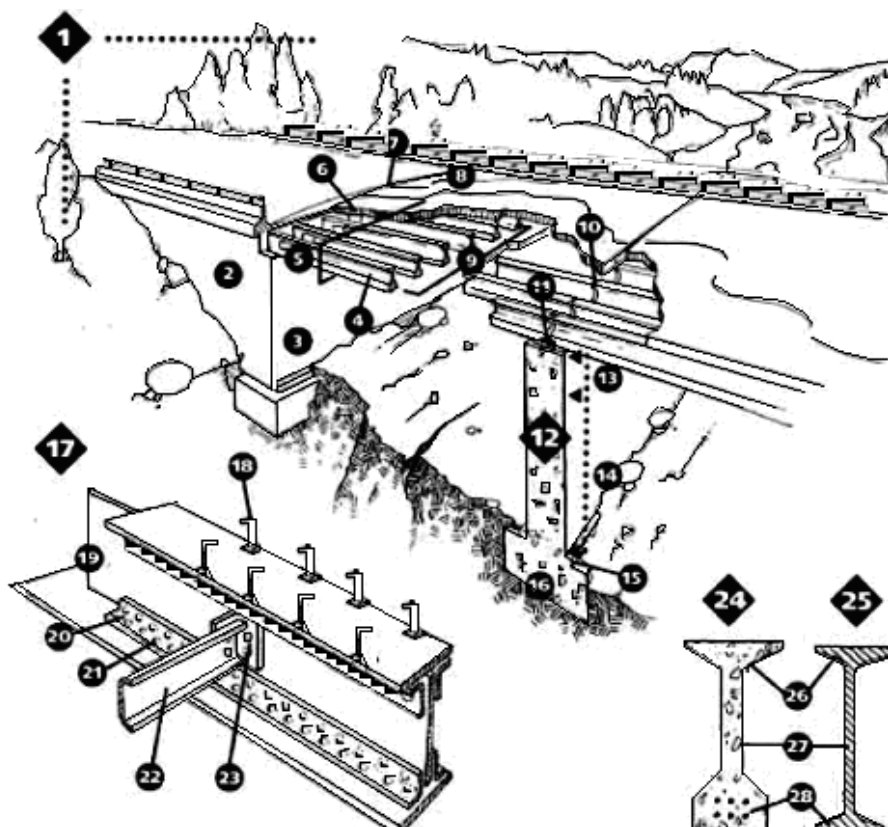


Figura 1. 17 Croquis y Elementos de un Puente Tipo de Viga

<sup>9</sup> [www.wikipedia\\_hormigón\\_02.com](http://www.wikipedia_hormigón_02.com)

<sup>10</sup> Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la construcción de puentes y túneles. GOBIERNO DE NAVARRA, 1ª edición, 1ª impresión (2007), pág. 31



*Descripción de Elementos del Puente Tipo de Vigas*

1. Puente de vigas
2. Muro lateral, muro en vuelta
3. Estribo, muro frontal
4. Larguero, viga longitudinal
5. Tablero
6. Losa armada
7. Junta de tablero
8. Pavimento
9. Viguera
10. Junta abierta
11. Tope
12. Pila
13. Dintel
14. Fuste
15. Pedestal
16. Zapata corrida
17. Viga de chapa y pletinas
18. Conector a losa
19. Chapa gruesa
20. Pletina
21. Tornillo
22. Riostra, viga riostra
23. Rigidizador
24. Viga armada
25. Viga metálica
26. Ala
27. Alma
28. Talón



**Figura 1. 18    Puente Tipo de Hormigón**

## 1.7    **PUENTES MIXTOS<sup>11</sup>**

La estructura mixta es una nueva forma de colaboración del acero y el hormigón, en este caso yuxtapuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado, pero sí conectados entre sí para que trabajen conjuntamente. Una de las dificultades de los puentes metálicos fue durante mucho tiempo la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras.

Una de las principales ventajas de los puentes mixtos, y por ello sustituyen a los puentes pretensados, incluso en luces pequeñas, es que su construcción se puede hacer igual que la de un puente metálico con las ventajas que esto representa por su mayor ligereza. Es más fácil montar un cajón metálico de 30 ó 40 m de luz que uno de hormigón; una vez montado el cajón metálico sólo queda hacer el tablero de hormigón, bien in situ, o bien prefabricado.

Esta solución es clásica en pasos superiores sobre autopistas en funcionamiento, un ejemplo de un puente tipo mixto se muestra en la figura 1.19.

---

<sup>11</sup> [www.4shared\\_puentesmixtos/05.pdf](http://www.4shared_puentesmixtos/05.pdf)

## 1.7.1 CONSIDERACIONES ACERCA DE LOS TABLEROS MIXTOS

### VENTAJAS

- Muy adecuados para la fabricación en taller.
- Fácil transporte y montaje en obra.
- Cómoda colocación mediante lanzamiento o con grúa.
- Máxima reducción de uniones en obra.
- Cómoda ejecución de la losa de hormigón.

### INCONVENIENTES

- Poca capacidad de reparto transversal de las cargas. Ello aumenta los esfuerzos en la losa de hormigón.
- Abundancia de esquinas y ángulos susceptibles de sufrir deterioro del acero.
- Necesidad de mantenimiento cuidadoso y grandes superficies a pintar.
- Diseño sensible al pandeo lateral o al pandeo por compresión de las alas inferiores.
- Susceptibilidad a gradientes térmicos verticales o transversales.
- Grandes espesores de losa de hormigón en tableros muy anchos.
- Necesidad de geometría recta del puente.
- Aspecto visual monótono y poco estético.



Figura 1. 19 Puente Tipo Mixto (Hormigón – Acero)

## 1.8 RELACIÓN ENTRE EL SISTEMA CONSTRUCTIVO Y LA LUZ PRINCIPAL DE UN PUENTE<sup>12</sup>

**Tabla 1.3 Relación entre Sistema Constructivo y la Luz Principal del Puente**

<b>CLASIFICACIÓN</b>	<b>LUZ PRINCIPAL (m)</b>
<b>IN SITU</b>	
Losas macizas	3 – 12
Losas nervuradas	6 – 15
Losas aligeradas postesadas	10 – 20
Vigas hormigón armado	10 – 20
Vigas placas postesadas	15 – 25
Vigas placas aligeradas postesadas	17 – 30
Vigas postesadas	30 – 80
Arcos	60 – 150
Voladizos sucesivos	110 – 300
<b>PARCIAL</b>	
Vigas prefabricadas hormigón armado	10 – 20
Vigas prefabricadas Pre o Postesadas	17 – 50
<b>PREFABRICACIÓN</b>	
Arcos y Pórticos	15 – 25
Vigas prefabricadas Pre o Postesadas	17 – 50
Tableros segmentales	20 – 70
<b>TOTAL</b>	
Cajones de sección variable	40 – 150
Voladizos sucesivos	110 – 300
Doveles prefabricados en puentes atirantados	200 – 1000
<b>MIXTOS</b>	
Vigas cajón postensadas empujadas	60 – 150

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ,  
Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

<sup>12</sup> Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la construcción de puentes y túneles, <sup>a</sup> edición, 1<sup>a</sup> impresión (2007), Gobierno De Navarra, ANECOP, pág. 15

## 1.9 INVENTARIO DE PUENTES QUE SE ENCUENTRAN EN SITUACIÓN DE FALLA EN EL ECUADOR

El inventario de puentes de hormigón colapsados tiene como referencia información proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas (M.T.O.P) y la Secretaría Técnica de Gestión de Riesgos (C.O.S.E.N.A), los mismos que indican estadísticas de los años 1982-1983, 1997-1998 de las consecuencias que conlleva el Fenómeno del Niño.

### 1.9.1 EL FENÓMENO EL NIÑO 1982-1983<sup>13</sup>

El evento El Niño 1982-1983, tuvo una duración de 11 meses, lo que significó una acumulación de la precipitación para ese último año, éstas precipitaciones continuas, considerables y de larga duración, retrajo efectos devastadores sin precedentes en la historia registrada del Fenómeno El Niño en Ecuador.

Se registraron daños en el sector vial y de transporte.

#### 1.9.1.1 Puentes afectados por el Fenómeno de El Niño en 1982-1983

### PROVINCIA: ESMERALDAS

**Tabla 1. 4 Puentes Afectados en la Provincia de Esmeraldas**

NOMBRE	DESCRIPCION	CARTA	Luz (m)	NºTramos
Estero Same	Afectado	Atacames	9.20	1
Lagarto -Vainilla	Afectado	Río Verde	30	3
Lagarto-Vainilla	Afectado	Río Verde	12.20	1
Viche	Afectado	Viche	80	3
Vado	Afectado	La Concordia	6	1

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

<sup>13</sup> Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

**PROVINCIA: GUAYAS**

**Tabla 1.5 Puentes Afectados en la Provincia del Guayas**

<b>NOMBRE</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CARTA</b>	<b>Luz (m)</b>	<b>N°Tramos</b>
Banife	Afectado	Daule	49	7
Tarifa	Afectado	Daule	35.50	3
Cinco de Junio	Caído	Guayaquil	14	1
Río Bucay	Caído	Naranjal	62.40	3
Río Jagua	Caído	Naranjal	48.2	2
Estero Cañas	Afectado	Naranjal	24	3
Río Cañar	Caído	Sta. Rosa de	72	3
Puerto Inca	Afectado	Santa Rosa de	71.50	4
Hondo	Afectado	Gómez Rendón	24	3
Quevedo	Caído	Quevedo	16.20	1
Vinces-Guayaquil	Afectado	Palestina	40	2
Juan Montalvo	Afectado	Zapotal	35	4
San Pablo	Afectado	San Pablo	36	3
El Triunfo	Caído	El Triunfo	12.20	1
Payo	Caído	Pedro J. Montero	60.20	3
El Chimbo	Caído	Pedro J. Montero	104.3	4
	Caído	Pedro J. Montero	62.40	3
	Caído	Pedro J. Montero	56.10	3

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

**PROVINCIA: MANABI**

**Tabla 1.6 Puentes Afectados en la Provincia de Manabí**

<b>NOMBRE</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>CARTA</b>	<b>Luz (m)</b>	<b>N°Tramos</b>
El Bejuco	Afectado	Chone	40	1
Larrea	Afectado	Chone	8.60	1
Saida	Afectado	Chone	34.5	4
El Badeal	Afectado	Chone	17.30	2
Olimpo	Afectado	Chone	40	1
La Propicia	Afectado	Chone	40.60	4
San José de la	Afectado	Rocafuerte	33.10	3
Canal del Diablo	Afectado	Rocafuerte	202	20
Esc. Manuel	Afectado	Rocafuerte	15.70	3
Charapoto	Afectado	Rocafuerte	21	2
Mejía	Afectado	Rocafuerte	18.30	2
Esc. Vicente	Afectado	Rocafuerte	31.10	3
El Badeal	Inhabilitado	Chone	40.60	4
Simbocal	Inhabilitado	Chone	25.60	2
Larrea	Afectado por el	Chone	26	3
Saida	Afectado por el	Chone	35	3
Olimpo	Afectado por el	Chone	40	1
El Limón	Afectado	Chone	25.60	2

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

## PROVINCIA: LOS RIOS

**Tabla 1. 7 Puentes Afectados en la Provincia de Los Ríos**

NOMBRE	DESCRIPCION	CARTA	Luz (m)	NºTramos
Ventanas	Afectado	Ventanas	30	3
Pupusa	Afectado	Luz de América	15	3
Valencia	Caído	Babahoyo	10.8	1
Las Juntas	Caído	Juan Montalvo	15.6	3
Bay-pass	Caído	Babahoyo	24.5	5
Cementerio	Caído	Babahoyo	36	2
Puebloviejo	Afectado	Puebloviejo	59.8	3
La Maná	Caído	La Maná	8.5	1
Delia María	Caído	Los Vergeles	7	1
	Caído	La Maná	14.5	3
	Caído	La Maná	8	1
	Caído	La Maná	8.5	1
	Caído	La Maná	14.3	2
	Caído	La Maná	33.7	3
	Caído	La Maná	16.6	3
San Pablo	Afectado	Valencia	85	1
Zapotal	Caído	Ventanas	30	3
Zapotal	Caído	Ventanas	114.4	10
Sta. Clementina	Afectado	Juan Montalvo	41	5
Hda. Las	Afectado	Ventanas	15.90	1

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

## PROVINCIA: EL ORO

**Tabla 1. 8 Puentes Afectados en la Provincia de El Oro**

NOMBRE	DESCRIPCION	CARTA	Luz (m)	NºTramos
Las Juntas	Caído	Juan Montalvo	21	2
Jubones	Afectado	Machala	165	11
La Victoria	Afectado	Sta. Rosa de	50	2
Chico	Caído	Sta. Rosa de	9.9	1
Río Pagua	Caído	Tendales	30	3
Río Bonito	Caído	Tendales	36	3
Río Zapote	Caído en la Vía	Tendales	24	3
Río Jubones	Caído	Machala	67	
Río Balao Grande	Caído	El Carmen de	40	3
Estero Tangeo	Caído	El Carmen de	30	3
Río Gala	Caído	El Carmen de	40	3
Buenavista	Caído	El Carmen de	55.25	2
Río Chico	Caído	El Carmen de	40	4
Río Gala	Afectado	El Carmen de	20	2
Río Gala	Afectado	El Carmen de	40	4

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

**PROVINCIA:****PICHINCHA****Tabla 1. 9 Puentes Afectados en la Provincia de Pichincha**

LUGAR	DESCRIPCION	CARTA	Luz (m)	NºTramos
Julio Moreno	Afectado	Santo Domingo de los	21	3

**Fuente:** Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

**Tabla 1. 10 Resumen Puentes Afectados periodo 1982-1983**

Provincia	Puentes Destruídos
Esmeraldas	5
Manabí	11
Guayas	24
Los Ríos	13
El Oro	14
Pichincha	1
Cotopaxí	1
Chimborazo	1
Bolívar	2
Cañar	1
Carchi	1
Imbabura	1
Tungurahua	2
<b>Total</b>	<b>77</b>

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

**1.9.2 EL FENÓMENO DE EL NIÑO 1997-1998<sup>14</sup>**

La causa principal fue la persistente e inusual lluvia directa sobre la plataforma de las vías con la siguiente acción erosiva que desgastó y fraccionó el pavimento; en otros casos, problemas de saturación de suelos. Esta crítica situación se agravó por la falta de mantenimiento de gran parte de las vías, este evento tuvo una duración desde febrero de 1997 hasta agosto de 1998 (18 meses). Las vías afectadas se pueden apreciar en la figura 1.20.

En el caso de los puentes, el fenómeno repercutió más, pues las bases no presentaron el diseño adecuado para permitir el paso de los flujos de las crecidas. La mayoría de colapsos de los puentes se produjeron más por causas estructurales, geológicas o efectos externos como sobrecargas.

<sup>14</sup> Plan de Reducción de Riesgos del Sector Vialidad y Transporte; Programa Regional Andino para La Prevención y Mitigación de Riesgos (Preandino); Ministerio de Obras Públicas, Quito, Octubre 2005.



### 1.9.2.1 Puentes Afectados por el Fenómeno de El Niño en 1997 – 1998

Tabla 1. 11 Puentes Afectados en 1997 – 1998 <sup>15</sup>

SISTEMA HIDROGRÁFICO	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	AFECTACIÓN
<b>ZONA COSTERA NORTE</b>		
VERDE	Estero Tachima	Se produjo excavación lateral de los estribos del puente, afectando la normal circulación por la vía Esmeraldas-Camarón es en el sector de Tachima.
ESMERALDAS	Estero El Timbre	Se produjo la caída del puente obstaculizando la vía Esmeraldas- Viche en el sector el Timbre.
MUISNE	Estero Tonsupa	Se afectaron las bases del puente, el cual estuvo a punto de colapsar, obstaculizando la norma de circulación por la vía Esmeraldas-Atacames en el sector de Tonsupa.
<b>ZONA COSTERA CENTRAL</b>		
CHONE	Río Canuto	Se produjo la socavación del puente afectando la circulación por la vía Chone-Canuto.
	Río Mosca	Quedó totalmente destruido el puente, quedando obstaculizada la vía Calceta- Junín.
PORTOVIEJO	Agua Blanca	El puente fue destruido, obstaculizan la vía Portoviejo-San Plácido.
JIPIJAPA	Río Parrales	El puente fue destruido, obstaculizando la vía Manglar Alto-Puerto López. (San Jacinto)
	La Núñez	El puente fue destruido totalmente obstaculizando parte de la vía Manglar Alto-Puerto López. Luz insuficiente. (Las Núñez)
	La Entrada	Se produjo la destrucción total del puente, quedando la parte de la vía Manglar Alto-Puerto López (Entrada)
	Río Salango	Se produce la destrucción total del puente debido a la socavación de su estribo izquierdo obstaculizando Manglar Alto-Puerto López (Salando)
	Puente s/n	El puente fue destruido totalmente, quedando obstaculizada parte de la vía Machalilla – Jipijapa en el sector de Salaite.
	Puente	Se produjo la destrucción de los muros de alas del puente Aguas Abajo, obstaculizando la vía Manglar Alto-Puerto López en sector Curia.
	Río Ayampe	Se afectaron los estribos del puente quedando obstaculizado parte de la vía Manglar Alto-Puerto López en el sector Ayampe
	Estero San José	Se afecta el estribo del margen izquierdo del puente quedando obstaculizada la vía Manglar Alto-Puerto López.
	Puente s/n	Se afectaron los estribos del puente quedando obstaculizada parte de la vía Machalilla-Jipijapa
	Río Chico	El puente fue destruido, obstaculizando parte de la vía Manglar Alto-Puerto López. Luz insuficiente
ZAPOTAL	Bachillero	La socavación de lo pila ubicada en la orilla derecha provoca la destrucción del puente, quedando obstaculizada la vía Nobol-Jipijapa en el sector Sabanilla.

.../

<sup>15</sup> Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.

Tabla 1.11 Puentes Afectados en 1997 – 1998 (Continuación)

	San Isidro	El puente se destruye totalmente, quedando inutilizada la vía Guayaquil- Salinas en el sector de San Isidro.
	Zapotal	El puente se destruyó totalmente debido a la socavación de las pilas quedando inhabilitada la vía Guayaquil-Salinas.
	San Rafael	El puente se destruyó totalmente, quedando inhabilitada la vía Guayaquil-Salinas.
	San Pablo	El puente se destruyó totalmente, quedando inhabilitada la vía Santa Elena-Manglar Alto.
	Palmar	El puente se destruyó totalmente, quedando inhabilitada la vía Santa Elena-Manglar Alto.
	Cadeate	El puente se destruyó totalmente, quedando inhabilitada la vía Santa Elena-Manglar Alto.
	Río Chico	El puente se destruyó totalmente, quedando inhabilitada la vía Santa Elena-Manglar Alto.
	Punta Carnero	El puente se destruyó totalmente, quedando inhabilitada la vía Libertad-Antocito.
	Río Manglar Alto	Se afectaron los estribos del puente, obstaculizando la vía Manglar Alto-Puerto López
<b>ZONA COSTERA CENTRAL</b>		
GUAYAS	Río Pupusa	La socavación de la orilla derecha del puente de madera provoca la caída del mismo, obstaculizando la vía El Carmen-Santa Cecilia.
	Limal	El puente fue destruido por fallas en la cimentación de las cuatro pilas centrales, quedando inhabilitada la vía Guayaquil-Empalme LT 16m Nº tramos 1
<b>ZONA COSTERA SUR</b>		
TAURA	Estero del Achiole	Se afectaron los estribos del puente obstaculizando la circulación en la vía El Triunfo-km 26.
	Río Chagué	El puente fue destruido por la socavación de la pila izquierda, quedando inutilizada la vía Bucal-Naranjillo.
	Río Payo	El puente fue afectado obstaculizando la vía Santo Domingo-Puerto Limón.
CAÑAR	Río Chanchán	El puente fue destruido por la socavación de la pila izquierda quedando obstaculizada la vía Bucal-Naranjito en el Sector de La Esperanza
	Barranco Chico	El puente sufrió daños obstaculizando la vía El Triunfo-Bucay.
	Barranco Alto	El puente fue afectado obstaculizando la vía el Triunfo-Bucay LT 80.20 Nª Tramos 10
	Río Bucay	El puente fue destruido totalmente, quedando inutilizada la vía Naranjal-Machala LT 81 m NºTramos 2
	Río Cañar	El puente fue destruido obstaculizando parte de la vía de Puerto Inca-La Troncal. LT 22 m NºTramos 2
NARANJAL-PAGUA	Río Jagua	El puente sufrió daños y socavamiento en sus bases laterales así también como fisuras en la losa, obstaculizando la vía Naranjal-Machala.
	Río Balo-Grande	El puente sufrió algunos daños, obstaculizando la vía Naranjal-Machala. .../

**Tabla 1.11 Puentes Afectados en 1997 – 2000 (Continuación)**

SANTA ROSA	Oda Dos Bocas	Se destruyó el puente quedando inutilizada la vía Machala-Paocha
	Estero Medina	El puente fue destruido por socavamiento lateral de los estribos quedando inutilizada la vía Santa Rosa-Bella
JAMA	Estero Muyoyal	Los estribos del puente fueron dañados afectado la normal circulación por la vía San Vicente-Jama.

**LT. Longitud Total.**

**Fuente:** Plan de Reducción de Riesgos del Sector Vialidad y Transporte; Programa Regional Andino para La Prevención y Mitigación de Riesgos (Preandino); Ministerio de Obras Públicas, Quito, Octubre 2005.

**Tabla 1. 12 Resumen de los Puentes afectados período 1997-1998**

Provincia	Puentes Destruídos	Afectados	Longitud (m)
Esmeraldas	3	6	36
Manabí	3	5	236
Guayas	4	11	294
Los Ríos	3	7	180
El Oro	1	6	S/D
Pichincha	7	9	S/D
Cotopaxí	2	4	S/D
Chimborazo	1	2	S/D
Bolívar	1	1	S/D
Loja	3	3	S/D
Azuay	1	2	S/D
Cañar	1	3	22
Morona Santiago	1	0	S/D
Zamora Chinchipe	0	0	S/D
<b>Total</b>	<b>31</b>	<b>59</b>	<b>746</b>

**S/D. Sin Detalle**

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

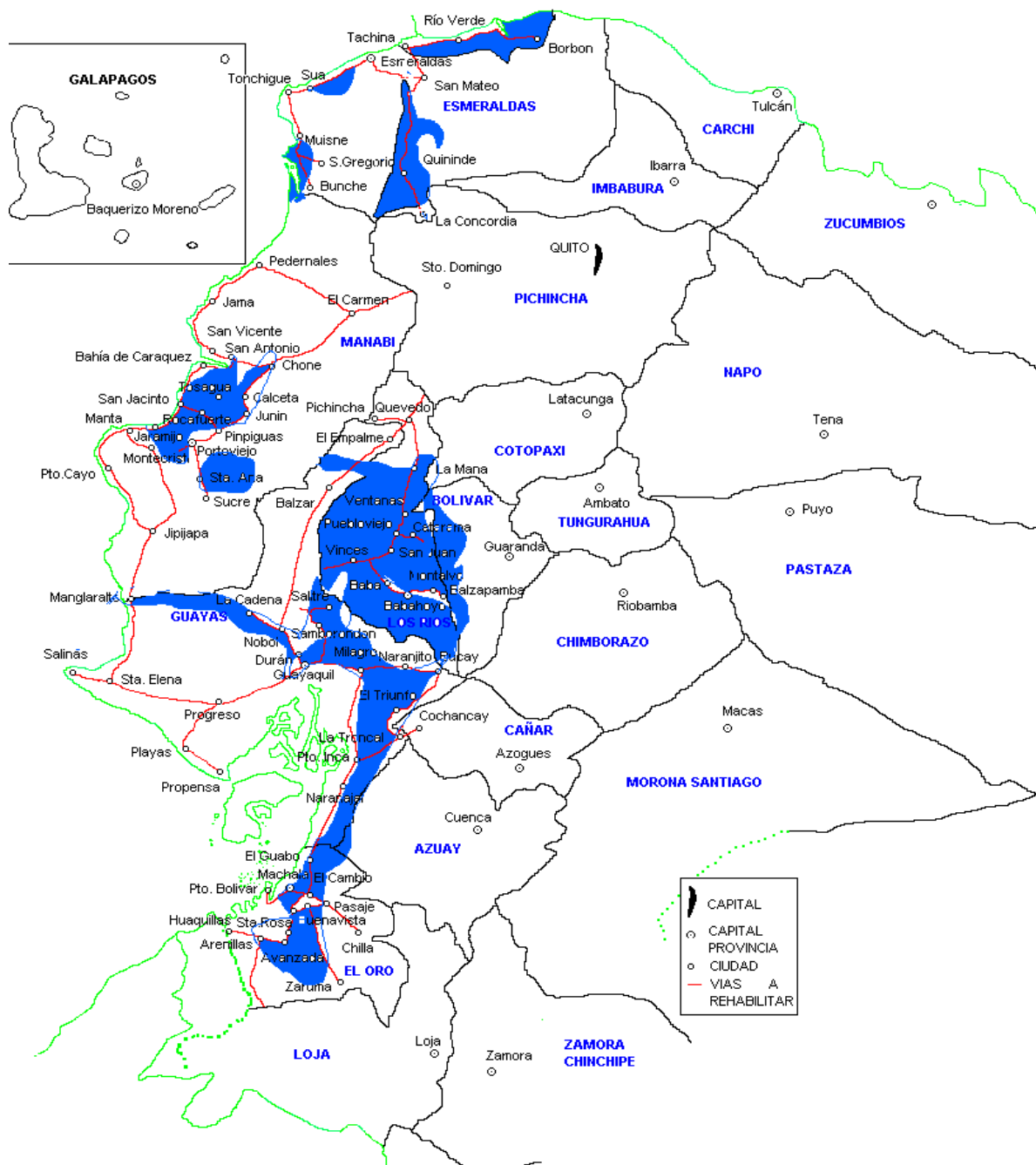


Figura 1. 20 Infraestructura vial afectada<sup>16</sup>

Nota: La línea en rojo señala la red vial principal afectada en el país, y en color azul las áreas inundadas.

<sup>16</sup> Dirección Nacional de Defensa Civil, Desarrollo efectos e incidencia del fenómeno del Niño, 1997-2000.

## CAPÍTULO 2

# ANÁLISIS DE FALLA DE LOS PUENTES DE HORMIGÓN COLAPSADOS

### 2.1 SUELOS Y CIMENTACIONES

#### Introducción

La cimentación se define en general como el conjunto de elementos de cualquier construcción cuya misión es transmitir al terreno que la soportan las acciones procedentes de la estructura. Su diseño depende por tanto no solo de las características del puente sino también de la naturaleza del terreno.

Una cimentación inadecuada para el tipo de terreno, mal diseñada o calculada se traduce en la posibilidad de que tanto el propio puente o predios colindantes sufran asientos diferenciales con el consiguiente deterioro de los mismos pudiendo llegar incluso al colapso.

La interacción Suelo – Cimentación – Estructura se muestra en la siguiente figura.

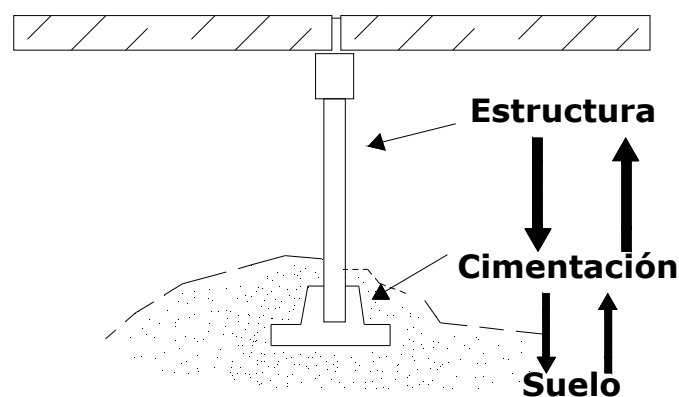


Figura 2. 1 Interacción Suelo – Cimentación – Estructura.

## 2.1.1 SUELOS<sup>17</sup>

### 2.1.1.1 El suelo como elemento portante de las Cimentaciones

**Tabla 2. 1 Definición de las clases de Suelos**

Tipo de suelo	Espesor	Definición
Gravas (G), Arenas (S)	0,065 – 2,0 mm	Materiales granulares No plásticos
Limos (M)	0005 – 0,05 mm	Materiales intermedios en el tamaño de sus partículas y se comportan, de modo típico, como materiales
Arcillas (C)	< 0,005 mm	Se componen de partículas mucho más pequeñas, con propiedades de plasticidad y cohesividad.
Materia orgánica (O)		La integran principalmente desechos vegetales.

Fuente: <http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario-Suelos.pdf>

### 2.1.1.2 Clases de Suelos

Desde un punto de vista constructivo, los suelos se clasifican atendiendo a su integridad y capacidad portante en rocas, suelos granulares y suelos finos.

#### 2.1.1.2.1 Rocas

Se define como rocas los suelos coherentes que son susceptibles de soportar con escasa deformación el peso de las construcciones. Atendiendo al tipo de roca, y de modo orientativo, las tensiones admisibles sobre el terreno en la cota de apoyo de la cimentación, se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 2. 2 Tipos y condiciones admisibles de las Rocas**

Tipos y condiciones admisibles	Mpa (kp / cm <sup>2</sup> )
Rocas ígneas y metamórficas sanas (Granito, diorita, basalto, gneis)	10 (100)
Rocas Metamórficas foliadas sanas (Esquistos, pizarras)	3 (30)
Rocas sedimentarias sanas.	1 a 4 (10 a 40)
Pizarras cementadas, limonitas, arsénicos, calizas sin Karstificar,	0,5 a 1 (5 a 10)
Rocas arcillosas sanas	0,5 a 1 (5 a 10)
Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciado de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1 (10)

Fuente: <http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario-Suelos.pdf>

<sup>17</sup> <http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario-Suelos.pdf>

### 2.1.1.2.2 Suelos granulares

Este tipo de suelos está constituido por materiales de origen sedimentario en los que el porcentaje de material fino (limos y arcillas) es inferior al 35% en peso.

**Tabla 2. 3 Tipos y condiciones admisibles de los suelos granulares**

<b>Tipos y condiciones admisibles</b>	<b>Mpa (kp / cm<sup>2</sup>)</b>
Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	> 0,6 (> 6)
Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6 (2 a 6)
Gravas y mezclas de arenas y grava, sueltas	< 0,2 (<2)
Arena muy densa	> 0,3 (>3)
Arena medianamente densa	0,1 a 0,3 (1 a 3)
Arena suelta	< 0,1 (1)

**Fuente:** <http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario-Suelos.pdf>

### 2.1.1.2.3 Suelos finos

Los suelos finos están también constituidos por materiales detríticos pero en ellos el porcentaje de elementos finos es superior al 35% en peso.

Las tensiones admisibles en estos suelos que se muestran en la siguiente tabla son orientativas.

**Tabla 2. 4 Tipos y condiciones admisibles de los suelos finos**

<b>Tipos y condiciones admisibles</b>	<b>Mpa (kp / cm<sup>2</sup>)</b>
Arcillas duras	> 0,6 (> 6)
Arcillas muy firmes	0,2 a 0,6 (2 a 6)
Arcillas firmes	< 0,2 (<2)
Arcillas y limos blandas	> 0,3 (>3)

**Fuente:** <http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario-Suelos.pdf>

Por último, es preciso considerar la composición química del suelo y de las aguas freáticas puesto que determinados componentes pueden resultar agresivos para el hormigón y afectar a su durabilidad y resistencia. La calificación del medio como agresivo determina la necesidad de emplear cementos especiales de acuerdo con la norma EHE.

**Tabla 2. 5 Clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y aguas (EHE)**

Tipos de medio agresivo	Parámetros	Tipos de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua freática	Valor del pH	6,5 – 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO <sub>2</sub> agresivo (mg CO <sub>2</sub> /l)	15 – 40	40 – 100	> 100
	Ión amonio (mg NH <sub>4</sub> /l)	15 – 30	30 – 60	> 60
	Ión magnesio (mg Mg <sup>2+</sup> /l)	300 -1000	1000 – 3000	> 3000
	Ión sulfato (mg SO <sub>4</sub> /l)	200 – 600	600 – 3000	> 3000
	Residuo seco a 110°C (mg/l)	75 – 150	50- 75	< 50
Suelo	Grado de acidez Baurmann-Gully	> 20		
	Ión Sulfato (mg SO <sub>4</sub> /kg de suelo seco)	2000 – 3000	3000 – 12000	> 12000

Fuente: <http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario-Suelos.pdf>

### 2.1.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO<sup>18</sup>

El estudio geotécnico tiene por finalidad conocer las características del terreno que soportará la obra tanto en su fase de ejecución definiendo:

- La naturaleza de los materiales a excavar.
- Modo de excavación y utilización de los mismos.
- Los taludes a adoptar en los desmontes de la explanación.
- La capacidad portante del terreno para soportar los rellenos y la estructura.
- La forma de realizarlos y sus taludes, tanto en fase de obra como en fase de puesta en servicio previendo los asentamientos que puedan producirse y el tiempo necesario para que se produzcan.
- Los coeficientes de seguridad que deben adoptarse.
- Las medidas a tomar para incrementarlos caso de no ser aceptables.

<sup>18</sup> <http://www.arqhys.com/construccion/puentes-tiempo.html>



- Las operaciones necesarias para disminuir los asientos y/o acelerarlos.

Finalmente, hay que señalar que el estudio geotécnico específico para un proyecto de puentes debe contener la información y las recomendaciones precisas para el correcto diseño de los sistemas de cimentación, perfil de tensiones admisibles, presencia de estratos inestables, análisis de la influencia sobre los cimientos de los predios colindantes, acciones recomendables de mejora de suelos, etc.

### 2.1.2.1 Cargas admisibles<sup>19</sup>

Las cargas admisibles para los diferentes tipos de suelo se muestran en la figura 2.2, las unidades del esfuerzo se presentan en  $\text{kg/cm}^2$ .

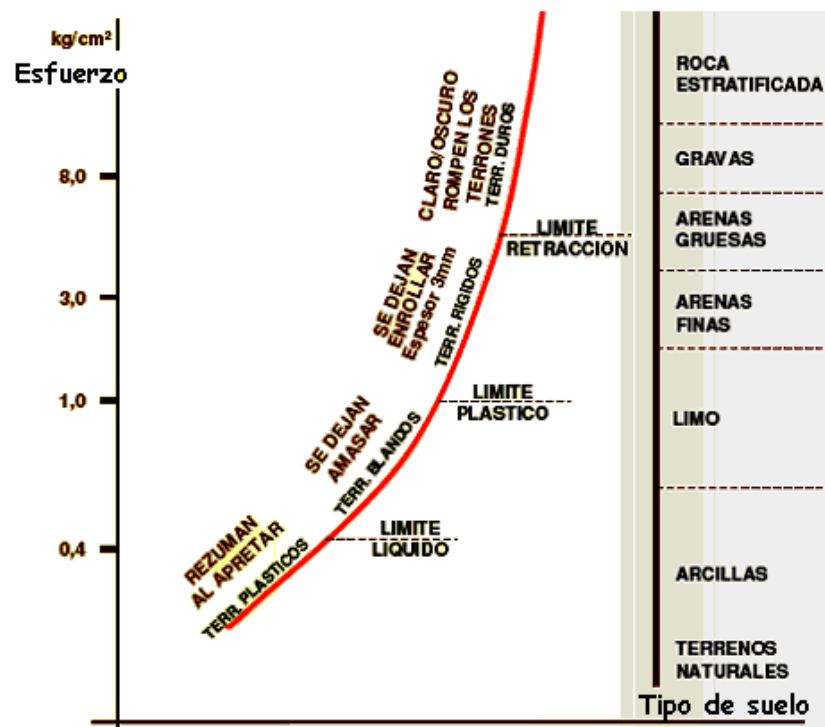


Figura 2. 2 Cargas admisibles de los Tipos de Suelo

<sup>19</sup><http://www.arqhys.com/construccion/puentes-tiempo.html>

## 2.1.3 CIMENTACIONES<sup>20</sup>

### 2.1.3.1 Generalidades

Las cimentaciones tienen la misión de transmitir al terreno las cargas que soporta la estructura del puente. De modo general se puede decir que existen dos tipos de cimentación según los esfuerzos principales que vayan a soportar, ya sean de compresión pura o de tracción.

Al primer caso corresponden las estructuras sencillas basadas principalmente en muros de carga. Se pueden emplear las cimentaciones denominadas ciclópeas en las que se emplean sillares de piedra u hormigón en masa.

### 2.1.3.2 Definición y Partes de la Cimentación<sup>21</sup>

La cimentación es el conjunto de cimiento y terreno de cimentación, y debe cumplir con:

- Finalidad unitaria
- Función estática o estructural
- Exigencia estética
- Limitación económica

Las partes de un cimiento se muestran en la siguiente figura:

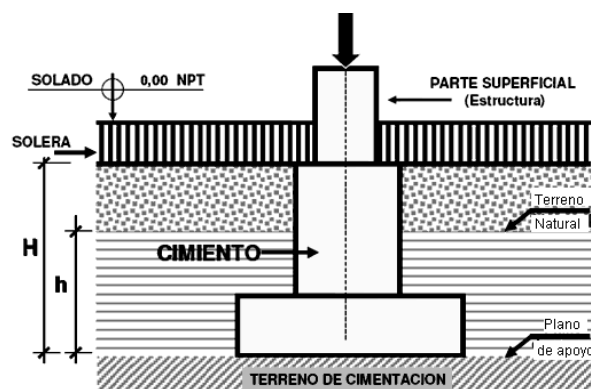


Figura 2.3 Partes de un cimiento

<sup>20</sup> <http://www.mafre.com/ccm/content/documentos/mafre/ficheros/es/Prontuario-Suelos.pdf>

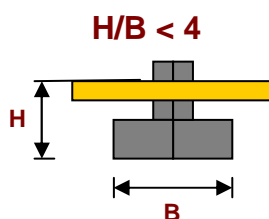
<sup>21</sup> <http://www.arqhys.com/construccion/puentes-tiempo.html>

### 2.1.3.3 Clases de Cimientos<sup>22</sup>

Los cimientos pueden clasificarse en cimentaciones propiamente dichas, anclajes y muros-pantalla. Las primeras transmiten al terreno principalmente esfuerzos de compresión y momentos flectores y se dividen atendiendo a su profundidad, contada siempre desde la línea de cota de la obra, en directas o superficiales, cimentaciones en pozo y cimentaciones profundas.

### CLASES DE CIMENTACIONES<sup>23</sup>

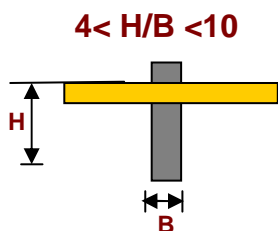
#### Superficiales



Aisladas

Simple  
Medianería  
Esquina  
Combinada

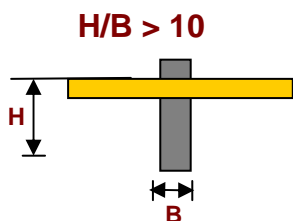
#### Semiprofundas



Continuas

Vigas  
Muros  
Emparillados

#### Profundas



Pilotes  
Pantallas

<sup>22</sup> <http://www.mafre.com/ccm/content/documentos/mafre/ficheros/es/Prontuario-Suelos-Cimentaciones.pdf>

<sup>23</sup> <http://www.arqhys.com/construccion/puentes-tiempo.html>

### 2.1.3.3.1 Cimentaciones directas

Básicamente se consideran: zapatas aisladas y según su rigidez, en la figura 2.4 se muestra la distribución de carga de una cimentación directa.

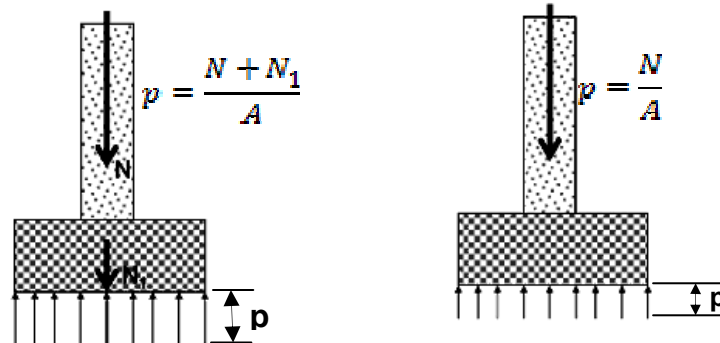


Figura 2. 4 Distribución de carga de una cimentación directa

Donde;

$N$  = Carga característica sobre el cimiento

$N_1$  = Peso del cimiento

$p$  = Presión total del suelo para el cálculo del área de sustentación.

$p_1$  = Presión activa del suelo para el cálculo del cimiento

$A$  = Área de sustentación del cimiento

#### a) Zapatas aisladas

Son bloques de hormigón armado de planta cuadrada o rectangular. Normalmente soportan un único pilar salvo en casos excepcionales, cuando por motivos de la longitud de la sección del puente, se requiere duplicar la estructura en algún punto para establecer juntas de dilatación.

Se utilizan cuando el terreno es firme, con presiones medias altas y se esperan asientos diferenciales reducidos, una zapata superficial muestra la figura 2.5.

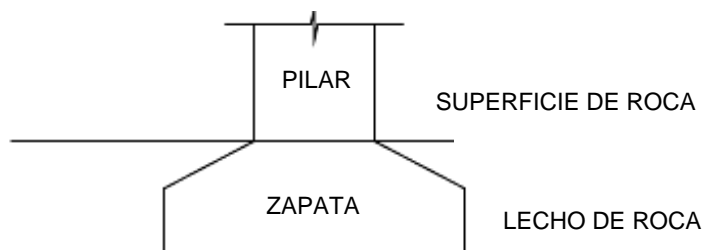


Figura 2. 5 Esquema de una zapata superficial

## b) Zapatas combinadas o corridas

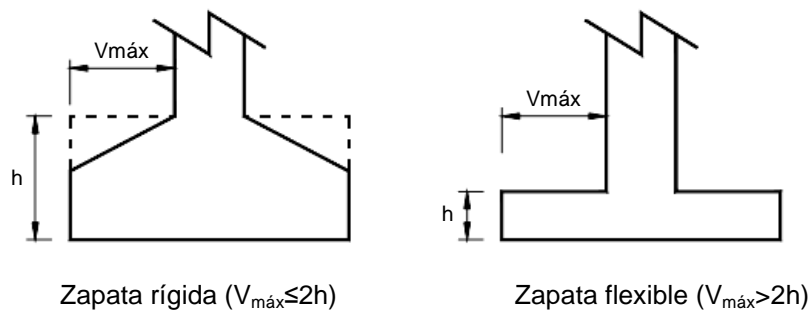
Este tipo de cimentación se emplea cuando las zapatas aisladas se encuentran muy próximas o incluso se solapan, como se muestra en la figura 2.6.

Las causas que originan esta situación son varias, como:

- La proximidad de los pilares
- La existencia de fuertes cargas concentradas que pueden dar lugar a elevados asentamientos diferenciales
- La escasa capacidad resistente del terreno o la presencia de discontinuidades en este.

## c) Zapatas según su rigidez

Por efectos del estudio de la interacción suelo-cimentación, las zapatas se clasifican en rígidas y flexibles según la relación entre el canto total ( $h$ ) y el vuelo máximo ( $V_{\text{máx}}$ ). (Ver la figura 2.6)



**Figura 2. 6 Tipos de zapatas según su rigidez**

### 2.1.3.3.2 Cimentación en pozo

La cimentación en pozo constituye una solución intermedia entre cimentaciones profundas y superficiales. Se aplica cuando la resistencia del suelo requerida se alcanza a profundidades medias pero sin que se justifique la necesidad de cimentar con pilotes.

Para su ejecución se excava un pozo hasta la cota resistente y, a partir de aquí, existen dos posibilidades. La primera consiste en rellenar el pozo con

hormigón pobre hasta cota conveniente y, sobre esta columna, se apoya la zapata, como se muestra en la figura 2.7.

La segunda consiste en ejecutar la zapata directamente sobre el suelo y, con objeto de no aumentar la esbeltez del pilar, apoyar este sobre un plinto de hormigón. En ambos casos es preciso considerar en el cálculo el peso adicional, sea del bloque de relleno de hormigón o de la tierra sobre la zapata.

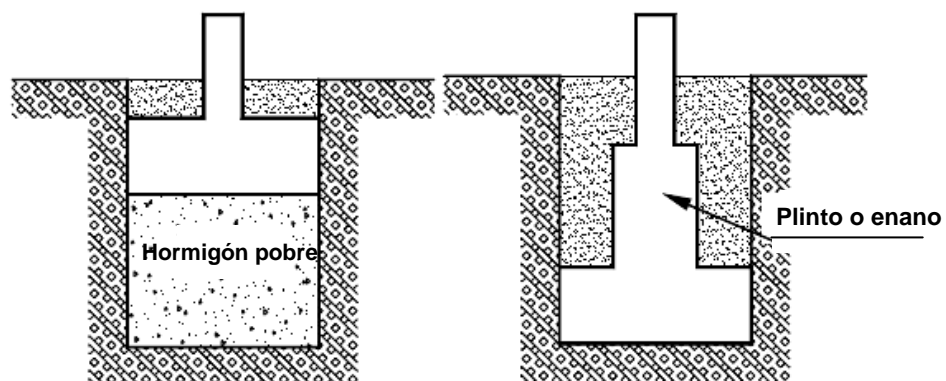


Figura 2. 7 Tipos de pozos de cimentación

#### 2.1.3.3.3 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos superiores del terreno no son aptos para soportar una cimentación con zapatas. En general, se considera una cimentación como profunda cuando su extremo inferior sobre el terreno se encuentra a una profundidad superior a ocho veces su anchura o diámetro. En la figura 2.9 se muestra un esquema de una cimentación profunda o también llamada indirecta.

##### a) Configuración

Se consideran cuatro configuraciones principales: pilotes aislados, grupos de pilotes, zonas pilotadas y micropilotes.

- *Pilotes aislados.*- Son aquellos que están lo suficientemente alejados de los demás pilotes como para que no exista interacción geotécnica entre ellos.

- *Grupos de pilotes.*- Se encuentran unidos por elementos lo suficientemente rígidos como para que los pilotes trabajen conjuntamente.
- *Zonas pilotadas.*- Son aquellas en las que los pilotes no sirven de apoyo directo a los soportes sino que están colocados para reducir los asentamientos o asegurar la estructura. En estos casos los pilotes son de escasa capacidad portante individual y están situados a distancias regulares.
- *Micropilotes.*- Son aquellos compuestos por una armadura metálica formada por tubos, barras o perfiles colocados en un taladro de pequeño diámetro inyectado con lechada de mortero a presión más o menos elevada. Este tipo de elementos se emplea fundamentalmente en operaciones de recalce de cimentaciones que han sufrido asentamientos diferenciales de suficiente importancia como para haber producido deterioros en la integridad del edificio.

#### b) Forma de trabajo

Los pilotes tienen tres partes: punta, fuste y encepado o apoyo. Su modo de trabajo depende de la naturaleza del terreno y de la profundidad a la que se encuentre un estrato resistente.

- *Por Fuste.*- Cuando no resulta técnica o económicamente viable alcanzar un estrato con resistencia adecuada se diseñan los pilotes para su trabajo por fuste, en cuyo caso se denominan flotantes, y transmiten la carga al terreno por rozamiento. (Ver la figura 2.8 a.)
- *Por Punta.*- Si existe la posibilidad de llegar a una zona de mayor resistencia se considera que el pilote trabaja por punta, con contribución o no del fuste. (Ver la figura 2.8 b.)
- *Los Encepados.*- Se pueden arriostrar cuando resulte necesario mediante vigas centradoras en una o en dos direcciones y/o con un forjado de solera.

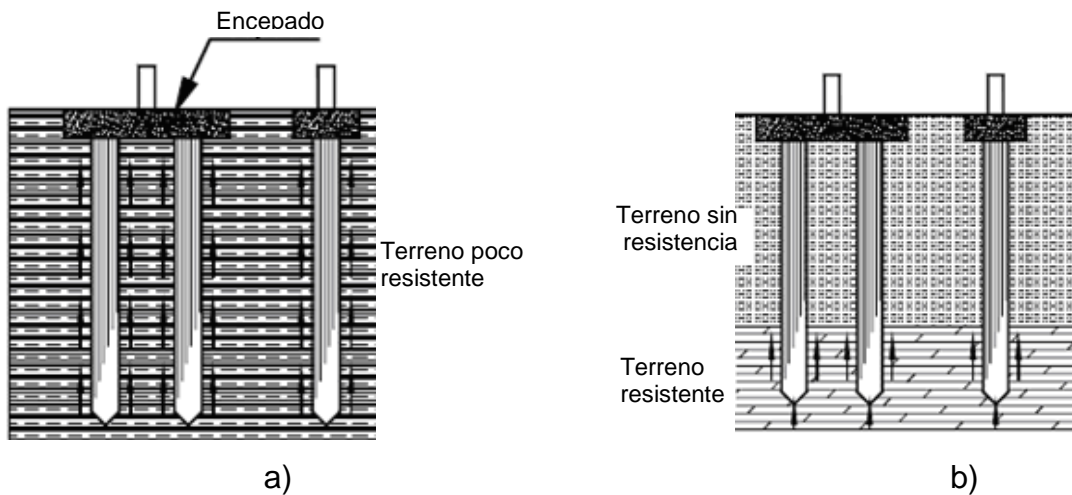


Figura 2. 8 Cimentaciones Profundas: a) Trabajo por Fuste b) Trabajo por punta

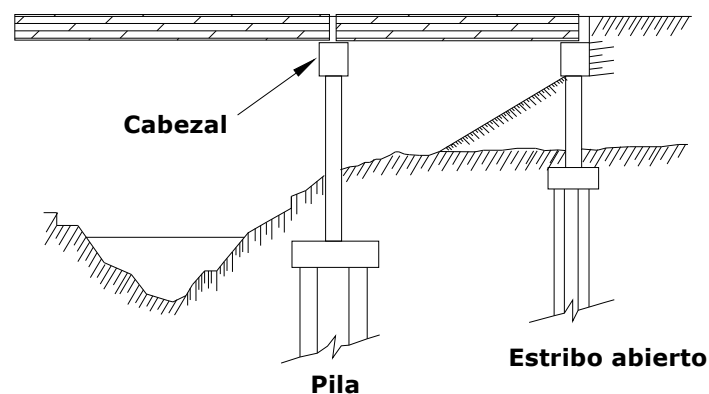


Figura 2. 9 Cimentación Profunda – Cimentación Indirecta

#### 2.1.3.3.4 Cimentaciones superficiales

Este tipo de cimentaciones admite dos métodos de ejecución en función, principalmente, de la naturaleza del terreno situado sobre la cota de asiento de las zapatas. En la figura 2.10 se muestra un esquema de una cimentación superficial, o también llamada directa.

En primer lugar, en suelos coherentes con poco riesgo de desmoronamiento se procede a la excavación directa del hueco de la zapata, se coloca una capa de hormigón de limpieza, se sitúan las armaduras y se hormigona directamente actuando la excavación como cajón de encofrado.

Cuando, por el contrario, el terreno presenta poca cohesión es preciso realizar excavaciones más amplias y emplear un encofrado convencional.



Teniendo en cuenta que estas excavaciones ampliadas pueden dificultar el movimiento de la maquinaria, en ocasiones resulta preferible descalzar el terreno hasta la cota de apoyo de los cimientos, realizar las zapatas encofrando con cajones y, una vez terminada la cimentación, rellenar.

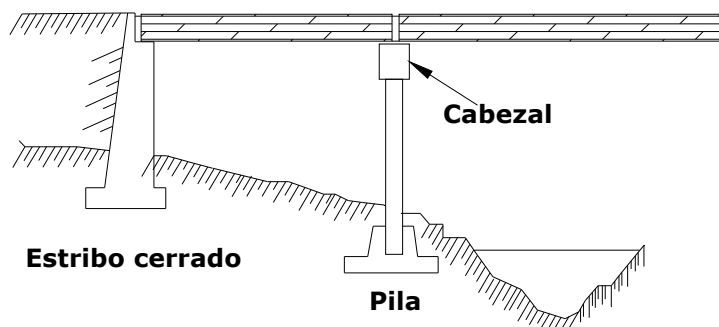


Figura 2. 10 Cimentación Superficial – Cimentación Directa

## 2.1.4 MUROS Y PANTALLAS<sup>24</sup>

### 2.1.4.1 Muros de gravedad

Los muros de gravedad son elementos de contención cuyas dimensiones son suficientemente grandes como para equilibrar los empujes únicamente por su peso, sin que se produzcan tracciones en la fábrica u hormigón o siendo éstas despreciables. Estos muros en general no precisan armadura y son los más resistentes a los agentes destructivos, como muestra la figura 2.11.

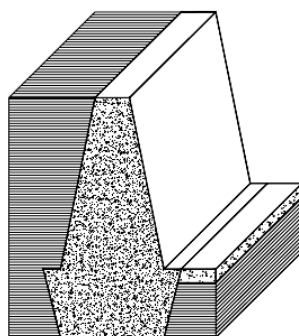


Figura 2. 11 Muro de gravedad

<sup>24</sup> <http://www.mafre.com/ccm/content/documentos/mafre/ficheros/es/Prontuario-Suelos.pdf>

### 2.1.4.2 Muros de contrafuertes

Estos muros son una variante de los anteriores en los que el ancho del muro se refuerza a determinados intervalos para reducir su flexión y conseguir además una orientación más favorable de los empujes, como muestra la figura 2.12.

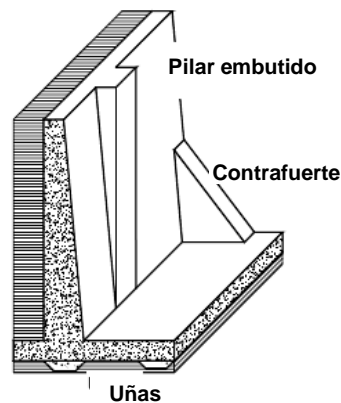


Figura 2. 12 Muro en ménsula con contrafuertes

## 2.2 FALLAS EN LAS CIMENTACIONES DE PUENTES

### 2.2.1 PATOLOGÍAS ASOCIADAS A CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Se toma en cuenta que una de las mayores causas por las que se producen el colapso en puentes es por cimentación, debido a que son zonas rodeadas de agua, suelos de relleno, estos fenómenos se dan frecuentemente en zonas urbanas donde existen gran demanda.

A continuación se cita una breve descripción de algunos suelos de relleno donde se han construido puentes.

Hoy en día se construyen puentes sobre suelos de baja calidad geotécnica o rellenos en especial los que poseen cimentaciones superficiales tales como zapatas o losas, claro está que se realizan los estudios pertinentes para su construcción pero tarde o temprano llegan a colapsar, esto por los diferentes fenómenos que se presentan en la naturaleza.

Descripción de algunos suelos donde se han construido puentes<sup>25</sup>.

- *Relleno natural*.- Suelo natural o vegetal de muy baja compacidad y/o capacidad portante (habitualmente terrenos cuaternarios), no preconsolidados y no aptos para cimentar (algunos depósitos asociados a vaguadas, playas o alteraciones superficiales de suelos).
- *Relleno artificial o echadizo*.- Suelo artificial de baja compacidad y no apto para cimentar, compuesto por restos de suelo natural, restos cerámicos, metálicos y otros, que tienen su origen en movimientos de tierras previos, escombreras mineras, vertederos urbanos, etc.

Las cimentaciones superficiales sobre los terrenos anteriormente descritos, presentan en la mayoría de los casos problemas de asientos diferenciales o asientos mayores de los previstos para el cálculo de la estructura, dando lugar a patologías en forma de grietas o fisuras, pudiendo desembocar en la ruina del puente a construirse.

## 2.2.2 CAUSAS DE PATOLOGÍAS EN PUENTES<sup>26</sup>

### ➤ **Grietas y Fisuras**

Las causas que originan las grietas y fisuras en puentes son:

- Incremento de cargas.
- Materiales de mala calidad.
- Inestabilidad elástica (Pandeo)
- Hormigón mal vibrado y mal curado.
- Hormigonado durante temperaturas ambiente extremas.
- Deslizamiento del terreno.
- Fallos en las cimentaciones.
- Temperaturas extremas.
- Enraizamiento de árboles y arbustos.

---

<sup>25</sup> [www.construmática\\_patologías\\_puentes\\_2005](http://www.construmática_patologías_puentes_2005).

<sup>26</sup> [www.construmática\\_patologías\\_puentes\\_2005](http://www.construmática_patologías_puentes_2005).

### ➤ **Deterioros en Hormigón y Fábricas**

Estos deterioros pueden aparecer en forma de coqueras, desprendimientos, nidos de grava, etc. Sus causas son:

- Ausencia o pérdida de recubrimiento en las armaduras.
- Impermeabilización incorrecta o faltante.
- Ejecución de hormigonado con temperaturas ambientes extremas.
- Vibrado insuficiente del hormigón.
- Mala calidad del hormigón.
- Lavado de juntas entre ladrillos por filtraciones.
- Contaminación de áridos.
- Depósitos de sales de deshielos.
- Efectos por presencias de microorganismos.

### ➤ **Cimentaciones Socavadas**

Existen diversos factores que pueden socavar los cimientos de los puentes como son:

- Cimientos inadecuados.
- Ausencia de soleras necesarias.
- Acción continua del agua.
- Inundaciones, riadas.
- Incorrecta ubicación de los cimientos en cauces.

### ➤ **Pilas Erosionadas**

Las pilas de los puentes pueden verse afectadas por:

- Ausencia de la construcción de una curva agregada a las pilas del puente para dividir la corriente del río o llamada también Tajamar.
- Acción continua del agua.

### ➤ **Muros y Estribos con deslizamientos a Cabeceos**

Los muros y estribos de los puentes pueden sufrir deslizamientos o cabeceos originados en:

- Soluciones estructurales mal ejecutadas: Juntas, empotramientos, apoyos, etc.
- Incremento notable de cargas.
- Enraizamiento de árboles.
- Terreno mal compactado.
- Deslizamientos de tierra.

➤ **Fallos en los Apoyos**

Los apoyos de un puente pueden verse afectados por las siguientes causas:

- Dimensionamiento incorrecto de los apoyos.
- Exceso o falta de reacción vertical.

➤ **Fallos en las Juntas**

Las juntas de un puente pueden verse afectados por las siguientes causas:

- Dimensionamiento incorrecto de las juntas del puente.
- Impactos de las máquinas quitanieve.
- Desgaste o ausencia del material de la junta.

➤ **Corrosión de las Estructuras Metálicas**

Las estructuras metálicas de los puentes pueden sufrir los efectos de la oxidación originados en:

- Acción erosiva continua por fenómenos climáticos.
- Deformaciones por impactos o por el ataque de óxido.
- Ausencia de protección sobre las superficies metálicas.

➤ **Deterioros**

Los deterioros ocurren por las siguientes causas:

- Por impactos producidos por el tráfico: en bordillos, barandillas, aceras, defensas, pretilas; en las vigas debido a la falta de gálibo.
- Por desgaste y envejecimiento.
- Por falta de mantenimiento.

### 2.2.2.1 Daños y grietas más comunes<sup>27</sup>

#### 2.2.2.1.1 Fallos en las Cimentaciones.

Es el elemento más difícil de revisar debido a la falta de visibilidad. En la fase de inspección principal se debe observar los eventuales síntomas asociados a problemas de cimentación (asientos, giros, desplomes, etc.).

En tanto, en la inspección especial es frecuente que se efectúe sondeos en coincidencia con la pila y, si hay riesgos de socavación general o local, revisiones subacuáticas a cargo de especialistas. Por desgracia, algunas inspecciones post –mortem han puesto de manifiesto la necesidad de no descuidar estos aspectos como se muestra en la figuras 2.13 y 2.14.



**Figura 2.13** Diferentes efectos sobre la superestructura por giros de la cimentación (por socavación).



**Figura 2.14** Deterioro de la cimentación de un puente sobre un embalse, detectado al final del verano con niveles bajos.

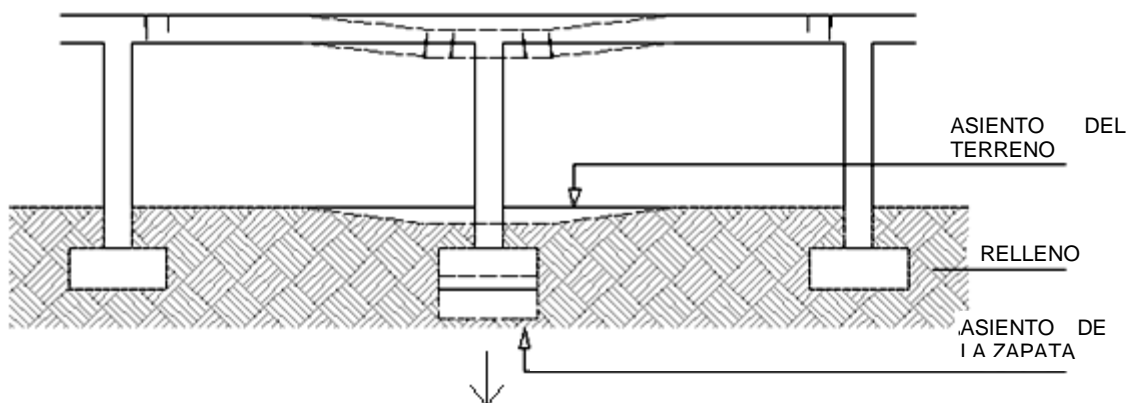
---

<sup>27</sup> INVIAS, SICUPOL, Edgar Muñoz, Msc, Ing. Edgar Valbuena, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá-Colombia. Carrea 7 Nro. 40-62, pág. 28-34.

### 2.2.2.1.2 Fisuración y rotura de elementos estructurales

El asiento diferencial excesivo da lugar al movimiento de los pilares o grupos de pilares, superándose el límite elástico de algunos elementos estructurales.

Estos daños se manifiestan en principio en las fachadas con las grietas anteriormente indicadas, como muestra la figura 2.15.



**Figura 2. 15 Fisuras y roturas en estructura**

### 2.2.2.1.3 Grietas verticales

Originadas en giros producidos por asiento de un pórtico con respecto a otro en el cerramiento que los une.

### 2.2.2.1.4 Grietas diagonales (ocasionalmente en arco)

Se manifiestan debido al asiento mayor del previsto para esa estructura de una o varias de las zapatas.

Los suelos sean naturales o artificiales, presentan baja compacidad, heterogeneidad y con una deformabilidad potencial muy alta, resultando en la mayoría de los casos una probable fuente de daños.

Su comportamiento es imprevisible frente a una cimentación, presentándose patologías, la mayoría de las veces por asentamientos diferenciales y por otras causas que rompen el débil equilibrio relleno-cimentación.

### 2.2.2.1.5 Grietas oblicuas en las pilas.

Mediante un análisis detallado de las grietas se determina, si son por socavación o por asentamientos diferenciales. Las pilas al ser socavadas y quedar sus cimientos parcialmente asentados en el suelo de fundación, producen una concentración de esfuerzos en la base de la pila y se genera un momento que se manifiesta con presencia de grietas en las misma., se presentan grietas en los estribos y grietas en la aleta en figura 2.16



a)

b)

**Figura 2. 16** a) Grieta en estribo por socavación de la cimentación superficial y la falta de capacidad de carga. b) Grietas en la aleta por asentamientos y socavación.

### 2.2.2.2 Cimentaciones Socavadas<sup>28</sup>

Se define como socavación a la erosión causada por el agua o por materiales abrasivos transportados por una corriente, la cual genera desgaste del concreto y fallas de estabilidad. La socavación es típica de los estribos, aletas, pilas, cimentación de los puentes y lecho de los ríos.

La socavación total se refiere a la profundidad total de socavación en la fundación de un puente en particular, incluye la socavación general y la socavación localizada. Las figuras 2.17 y 2.18 muestran tipos de socavación.

<sup>28</sup> INVIAS, SICUPOL, Edgar Muñoz, Msc, Ing. Edagar Valbuena, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá-Colombia. Carrea 7 Nro. 40-62, pág. 29.



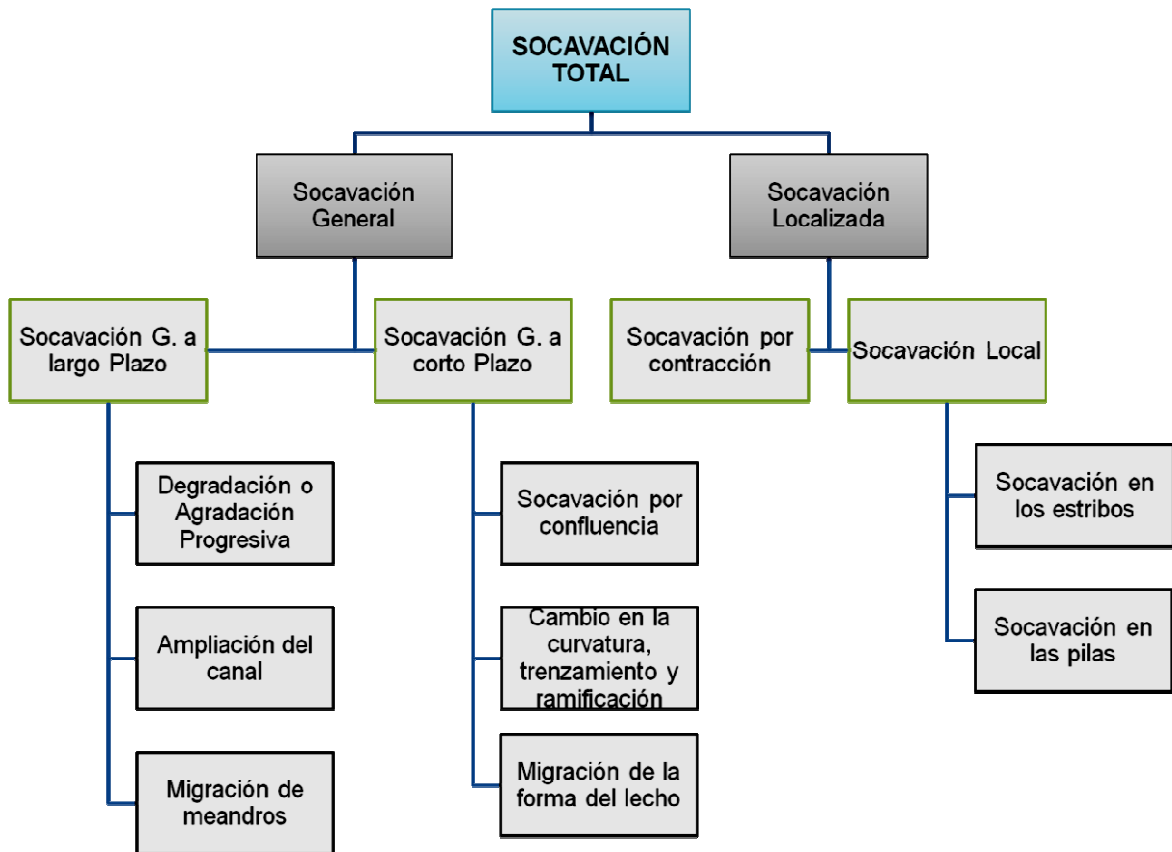


Figura 2. 17 Tipos de socavación

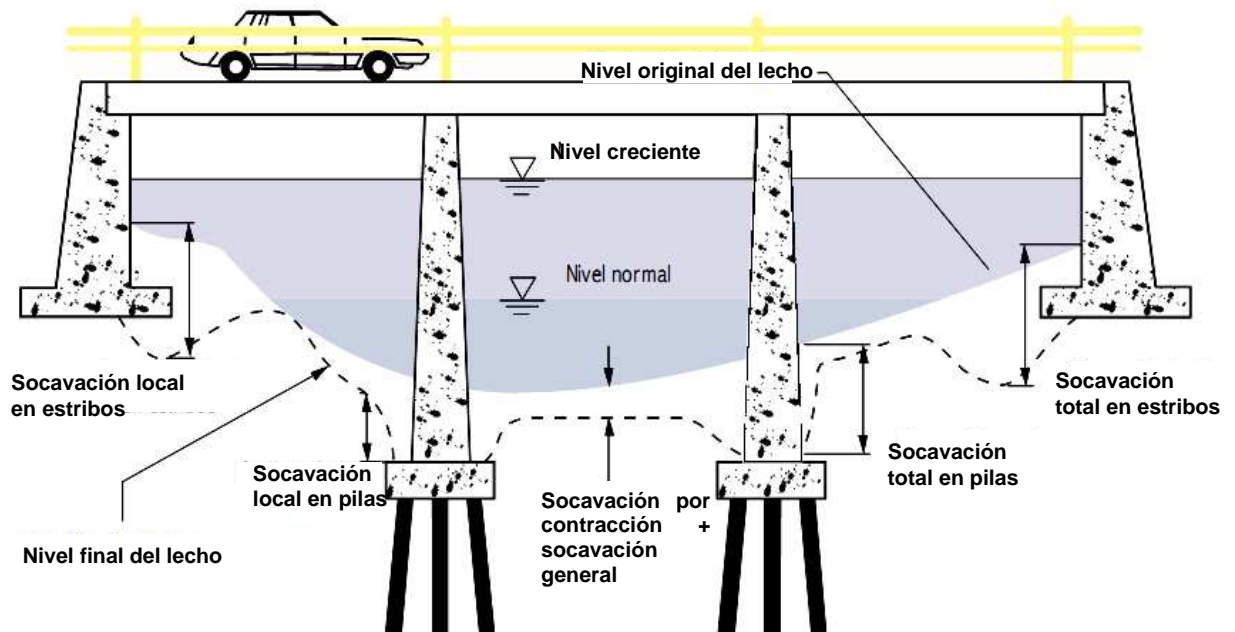


Figura 2. 18 Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente

Entre los daños por socavación que pueden afectar la infraestructura de los puentes hasta producir el desplome se pueden enumerar los siguientes casos:

- Socavación general, por contracción, local y en las curvas.
- Asentamiento de pilas y estribos.
- Estructuras hidráulicas dañadas y mal localizadas en el cauce produciendo
- Obstrucción y aumento de la socavación local.
- Obstrucciones en el cauce.
- Pilotes descubiertos por socavación y vulnerables para cargas horizontales.
- Puentes de luz insuficiente para el área hidráulica del cauce.
- Sedimentación e insuficiente gálibo.

#### *2.2.2.2.1 Socavación General a largo Plazo*

La socavación general a largo plazo es la que ocurre en una escala de tiempo de varios años o décadas, e incluye la degradación o agradación progresiva y la erosión lateral debido al ensanchamiento del canal o la migración de meandros.

#### **Degradación progresiva**

Es la disminución general casi permanente del lecho del río en el sitio del puente debido a los cambios naturales (hidrológicos, geomorfológicos) en la cuenca como por ejemplo los cortes de cuello, deslizamientos, flujos, incendios, cambios climáticos, etc., o las actividades del hombre como el dragado del canal, rectificación, cortes de cuello, minería en el lecho, construcción de presas, urbanización, deforestación, actividad agrícola o ganadería, etc.

#### **Agradación progresiva (sedimentación)**

Es el incremento general del lecho en el sitio del puente, combinado con una insuficiente área hidráulica, por el inadecuado gálibo o luz del puente. Esto se

ha encontrado en diversos puentes, como se observa en las figuras 2.19 y 2.20.



**Figura 2. 19** Agradación progresiva con posibilidades de subemergencia.



**Figura 2. 20** Problemas de agradación en el canal. Insuficiente hidráulica.

#### *2.2.2.2.2 Socavación general a corto plazo*

Se desarrolla durante una o varias crecientes cercanas en el tiempo, e incluye la socavación en la confluencia, el cambio en la vaguada o curvatura del canal, trenzamiento, ramificación y socavación por la migración del techo como muestra la figura 2.21.



**Figura 2. 21** Socavación en terraplén de acceso por cambio en la dirección del flujo.

#### 2.2.2.2.3 Socavación localizada

##### **Socavación Local**

La socavación local es causada por la interferencia de la fundación del puente con el flujo, e incluyendo la socavación entre estribos y en pilas, como se puede apreciar en la figura 2.22.



**Figura 2. 22** Falla de estribo del Puente Unute (Casanare – Colombia)

#### **Degradación local del lecho de estribos y pilares<sup>29</sup>**

- En las Pilas

En un pilar se genera una condición de flujo muy característica en su vecindad. Aguas abajo de la pila se presentan vórtices de eje vertical vistos usualmente

---

<sup>29</sup> Procesos Morfológicos en ríos relevantes en el diseño de Puentes, M.Sc. Ing. Roberto Campaña Toro, pág 2.

como remolinos mientras que aguas arriba de la pila, en la base y a los alrededores se presentan vórtices de eje horizontal.

Por las características de las líneas de corriente, los vórtices de eje horizontal son los responsables de la mayor parte de la socavación producida. La geometría de una pila influencia significativamente la profundidad de socavación puesto que esta refleja la intensidad de los vórtices de eje horizontal en la base de la pila, como se muestra en la figura 2.23.



**Figura 2. 23 Características Tipo de flujo alrededor de una pila**

- En los Estribos

En los estribos de un puente también se generan características típicas de flujo que se describen de la siguiente manera<sup>30</sup>:

“El flujo alrededor de estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas abajo de la punta del estribo, luego se produce una desaceleración del flujo”.

Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de vórtices. Dependiendo de la geometría, la vía de vórtices forma la separación entre el flujo principal y uno o más remolinos. Luego de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez. Figura 2.24

---

<sup>30</sup> Procesos Morfológicos en ríos relevantes en el diseño de Puentes, M.Sc. Ing. Roberto Campaña Toro, pág 3.



**Figura 2. 24** Puente Tipo colapsado por socavación en pilas.

#### 2.2.2.2.4 *Obstrucción del cauce*<sup>31</sup>

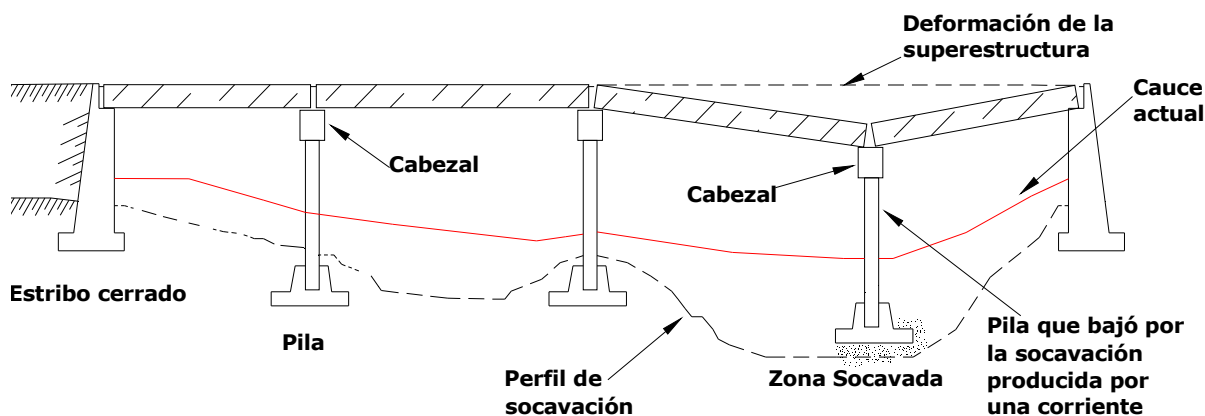
Se han encontrado obstrucciones en los cauces por presencia de vegetación, ramajes o escombros o por invasión del mismo. Estas basuras flotantes cambian los patrones del flujo, aumentado la velocidad y la capacidad de arrastre del cauce generando en muchos casos insuficiencia hidráulica tanto en altura como en longitud. Este problema se soluciona provisionalmente con las labores constantes de mantenimiento, retirando los escombros.

#### 2.2.2.2.5 *Asentamiento de las pilas y estribos*

Se debe a la socavación localizada que se presenta en pilas y estribos, ocurriendo el desplazamiento vertical hacia abajo. Se presenta por cimentaciones mal diseñadas. Un esquema se muestra en la figura 2.25.

---

<sup>31</sup> INVIAS, SICUPOL, Edgar Muñoz, Msc, Ing. Edagar Valbuena, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá-Colombia. Carrea 7 Nro. 40-62, pág. 32.



**Figura 2. 25 Asentamiento por socavación en pilas**

#### 2.2.2.2.6 Mala orientación en el puente (*Esviajamiento*)

Hay problemas de socavación cuando existe un ángulo alto de ataque de la corriente o de incidencia a la infraestructura del puente. La corriente ataca lateralmente las pilas y estribos reduciendo el ancho efectivo del cauce (ancho total menos el ancho de la proyección de los obstáculos), y por lo tanto aumenta la velocidad de la corriente y se incrementa la profundidad de la socavación.

Algunos puentes cumplen con este ángulo de esviajamiento, otros no por el cambio geomorfológico que ha sufrido las márgenes y líneas de flujo de cauce en el tiempo.

#### 2.2.2.3 Deterioros en Hormigón y Fábricas - Tensiones de la Cimentación

Por estudios geotécnicos insuficientes y en base a la experiencia del suelo se puede mal interpretar como firme un relleno. Si la construcción es pequeña, no deben presentarse problemas debido a la escasa carga que se transmite al terreno; los asentos excesivos pueden presentarse en un lapso más largo de tiempo, poco a poco y debido a su escasa preconsolidación (rellenos arcillosos).

##### 2.2.2.3.1 Presencia de Agua

Existen suelos poco compactos debidos a que se encuentran sobre el agua como en ríos, mares, lagos, etc., son muy sensibles a la acción del agua.

Antiguos cauces o vaguadas rellenos pueden reactivarse en periodos de fuertes lluvias (lavado del suelo bajo cimentación), un caudal considerable de agua de lluvia como aquellos que han sido producidos por los fenómenos naturales (infiltración) o debido a la rotura de saneamientos, puede redistribuir las partículas en rellenos granulares (arenas y limos) o alterar elementos como metales, materia orgánica, etc., disolviéndolos parcialmente y creando huecos, además de aguas potencialmente agresivas al hormigón / acero.

#### *2.2.2.3.2 Presencia de elementos extraños*

En vertederos de residuos sólidos urbanos y antiguas zonas deprimidas cercanas a barrios antiguos, la presencia de rellenos de espesores de más de 10 metros es habitual. Muchas veces se puede interpretar como terrenos naturales debido a su compacidad.

#### *2.2.2.3.3 Rellenos Expansivos*

Son rellenos de alteración o echadizos de suelos arcillosos, suelen ser potencialmente expansivos.

### **2.2.2.4 Daños en el Hormigón de un Puente<sup>32</sup>**

Diferentes factores actúan durante la vida útil de cualquier obra de hormigón, afectando de algún modo sus características de durabilidad. Estas condicionantes pueden depender tanto de la acción del entorno o medio ambiente, como de las propiedades intrínsecas del hormigón en un puente.

#### **➤ Causas Internas<sup>33</sup>**

Se definen como causas internas aquellas que se relacionan con cambios volumétricos que ocurren dentro del hormigón. La reacción química del cemento con el agua, conocida como hidratación, genera distintas reacciones químicas que pueden llegar a producir daños severos al hormigón por el efecto de aumentos de volumen.

---

<sup>32</sup> Informado por el Comité ACI 224. ACI 224.1R-93, 2004.

<sup>33</sup> Revista BIT, Marzo 2003, pág. 60.



### ➤ Causas Externas<sup>34</sup>

Otras causas que actúan externamente se refieren a las acciones de las cargas, ya sean estáticas o dinámicas, la acción del fuego, terremotos, temperatura y viento extremo, asentamientos diferenciales, etc. Éstas inciden con tensiones de toda índole sobre el elemento, bastando que se sobrepasen las respectivas resistencias características del hormigón para que ocurra un daño. Sobre la superficie del hormigón existe, un desgaste mecánico, abrasión e impacto.

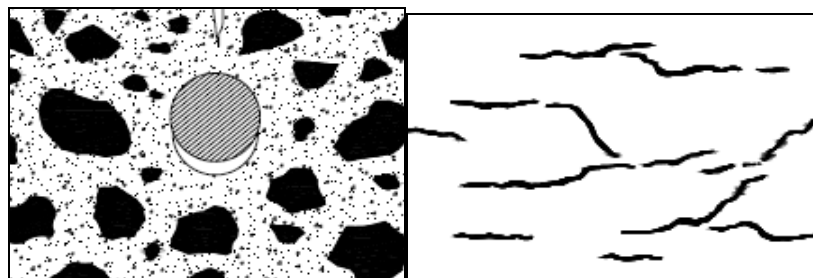
#### 2.2.2.5 Fisuración del Hormigón en estado plástico<sup>35</sup>

##### 2.2.2.5.1 Fisuración por retracción plástica

La fisuración por retracción plástica (Figura 2.26 a.) ocurre cuando está sujeto a una pérdida de humedad muy rápida provocada por una combinación de factores que incluyen las temperaturas del aire y el hormigón, la humedad relativa y la velocidad del viento en la superficie del hormigón.

##### 2.2.2.5.2 Fisuración por precipitación de los agregados

Luego de su colocación inicial, vibrado y el acabado, el hormigón tiende a continuar consolidándose. Durante este período el hormigón plástico puede estar restringido por las armaduras, por una colada previa de hormigón o por los encofrados. Estas restricciones localizadas pueden provocar vacíos y/o fisuras adyacentes al elemento que impone la restricción (Figura 2.26 b.).



<sup>34</sup> Revista BIT, Marzo 2003, pág. 60.

<sup>35</sup> Informado por el Comité ACI 224. ACI 224.1R-93, 2004.

a) b)

**Figura 2. 26 a) Típica Fisuración por retracción plástica**  
**b) Fisura formada debido a una precipitación obstruida**

### 2.2.2.6 Corrosión de las Estructuras Metálicas<sup>36</sup>

#### 2.2.2.6.1 Corrosión de las armaduras

La corrosión de un metal es un proceso electroquímico que requiere un agente oxidante, humedad y flujo de electrones dentro del metal; se producen una serie de reacciones químicas en la superficie del metal y cerca de la misma.

El acero de las armaduras del hormigón generalmente no se corroe ya que en el ambiente altamente alcalino se forma un recubrimiento de óxido protector, fuertemente adherido al acero. Esto se conoce como protección pasiva.

La corrosión del acero produce óxidos e hidróxidos de hierro, cuyo volumen es mucho mayor que el del hierro metálico original. Este aumento de volumen provoca tensiones radiales de estallido alrededor de las barras de armadura, y la consiguiente aparición de fisuras radiales localizadas. Estas fisuras radiales se pueden propagar a lo largo de la barra, provocando la formación de fisuras longitudinales provocando el descascaramiento del hormigón.

Se puede formar una fisura ancha en un plano de barras paralelas a una superficie de hormigón y esto puede llevar a la fisuración laminar, próxima a la superficie problema bien conocido en el caso de tableros de puentes. Las fisuras transversales a las armaduras generalmente no causan un proceso continuo de corrosión de las armaduras, siempre que el hormigón tenga baja permeabilidad. En la figura 2.27 se muestra problemas de corrosión.

---

<sup>36</sup> Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 4(2), pág 134-135.



**Figura 2. 27** a) Problemas de Corrosión y falla estructura. Puente El Limón (Meta);  
b) Corrosión Generalizada en el apoyo. Puente El Limón (Meta).

### 2.2.2.7 Muros y Estribos con Deslizamientos o Cabeceos<sup>37</sup>

#### 2.2.2.7.1 Prácticas constructivas inadecuadas

Existe una gran variedad de prácticas constructivas inadecuadas cuyo resultado puede ser la fisuración del hormigón. Entre ellas la más habitual es la costumbre de agregarle agua al hormigón para mejorar su trabajabilidad.

El agua agregada reduce la resistencia, aumenta el asentamiento y aumenta la retracción por secado. Si esta práctica se combina con el uso de un mayor contenido de cemento para contrarrestar la reducción de la resistencia, el aumento del contenido de agua significará un aumento del diferencial de temperatura entre el interior y el exterior de la estructura, cuyo resultado será un aumento de las tensiones térmicas y posiblemente, fisuración.

#### 2.2.2.7.2 Sobrecargas durante la construcción

A menudo las cargas inducidas durante la construcción son mucho más severas que las que soporta la estructura en servicio. Desafortunadamente, estas condiciones se pueden dar a edades tempranas cuando el hormigón es más susceptible de ser dañado y con frecuencia originan fisuras permanentes.

---

<sup>37</sup> Procesos Morfológicos en ríos relevantes en el diseño de Puentes, M.Sc. Ing. Roberto Campaña Toro, pág 15.

Los elementos premoldeados, tales como vigas y paneles, son los más expuestos a este tipo de abuso, pero el hormigón colado in situ no está exento de ser afectado como se menciona a continuación:

- Un error común es no apoyar correctamente los elementos premoldeados durante su transporte y montaje.
- Otra práctica que puede provocar fisuración cerca de los extremos de las vigas es soldar por puntos las placas de apoyo al banco de colado para mantenerlas en su lugar durante la colocación del hormigón

#### *2.2.2.7.3 Errores de diseño y detallado*

Las consecuencias de un diseño y/o detallado incorrecto van desde estructuras no satisfactorias desde el punto de vista estético hasta la falta de serviciabilidad o fallas catastróficas. Estos problemas sólo se pueden minimizar por medio de una profunda comprensión del comportamiento estructural (en su sentido más amplio).

El uso de una cantidad inadecuada de armadura puede provocar fisuración excesiva. Un error típico consiste en armar un elemento ligeramente porque se trata de un "elemento no estructural." Sin embargo, el elemento (por ejemplo una pila) puede estar unido al resto de la estructura de una manera tal que se requiera que soporte gran parte de la carga una vez que la estructura se comienza a deformar.

Entonces el "elemento no estructural" comienza a soportar carga de manera proporcional a su rigidez.

### **2.2.3 LICUEFACCIÓN DE SUELOS<sup>38</sup>**

La licuefacción de suelos hace referencia al contenido de líquidos existentes en el suelo, es decir las partículas se reacomodan y el líquido fluye hacia la superficie, provocando colapsos en las estructuras que fueron construidas en este tipo de suelos.

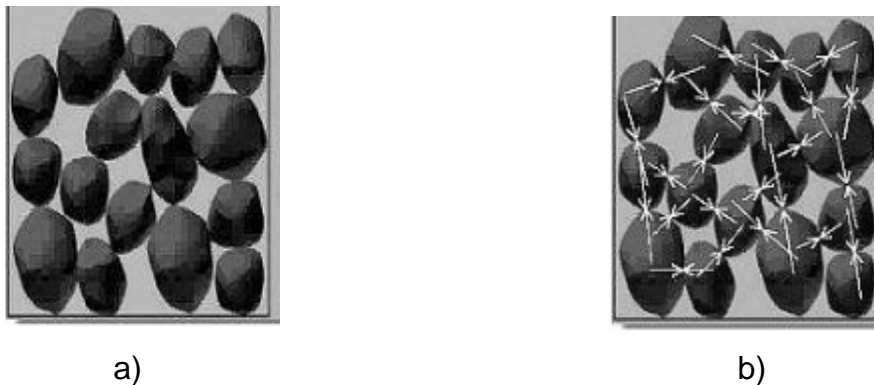
---

<sup>38</sup> [www.suelos/erosionados\\_licuefacción/05-01-06.com](http://www.suelos/erosionados_licuefacción/05-01-06.com)

La licuefacción ocurre en suelos saturados, esto es, suelos en los cuales los espacios entre las partículas individuales están completamente llenos de agua. Sin embargo, el movimiento sísmico puede causar que la presión de agua se incremente al punto donde las partículas de suelo puedan fácilmente moverse una con respecto a la otra, como se presenta en la figura 2.28

### 2.2.3.1 Descripción del Fenómeno de Licuefacción

Un depósito de suelo consiste de un grupo de partículas individuales de suelo. Las partículas de suelo apoyadas producen fuerzas de contacto entre ellas, estas fuerzas son las que mantienen en su lugar a las partículas individuales y proporcionan al suelo su resistencia. Estas fuerzas son mayores cuando la presión de agua de poros es baja.



**Figura 2. 28** a) Representación de partículas en un depósito de suelo;  
b) La longitud de las flechas representan el tamaño de las fuerzas de contacto entre las partículas individuales del suelo.

## **CAPÍTULO 3**

### **ANÁLISIS DE CARGA INTERNA Y EXTERNA EN LOS PUENTES**

#### **3.1 DEFINICIÓN DE CARGA. TIPOS DE CARGA**

Los miembros que conforman la estructura de un puente, como es el caso de la superestructura e infraestructura, se encuentran sometidos a la acción de fuerza de naturaleza diversa.

Las cargas son las fuerzas externas que actúan sobre las estructuras. Dichas fuerzas son las que causarían la caída de la estructura si no fuese suficientemente resistente, algunas actúan continua e invariablemente y se denominan acciones permanentes, éstas se deben principalmente al peso propio de la estructura y al de componentes fijos a la estructura.

También existen fuerzas que no actúan de forma continua o que lo hacen con intensidad variable, estas están comprendidas por las cargas para las cuales fue diseñada como soporte el puente como son todos los vehículos de transporte y de carga, además se debe incluir las cargas debidas a los efectos de la naturaleza.

#### **3.2 CARGAS Y DENOMINACIÓN<sup>39</sup>**

En la Tabla 3.1 se presentan las cargas y fuerzas permanentes, mientras que en la Tabla 3.2 se presentan las cargas y fuerzas transitorias, que son consideradas para el diseño de un puente de carretera.

---

<sup>39</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials 444 North Capitol Street, N.W., Suite 249 Washington, DC 20001, SECCIÓN 3 (SI) - CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág 3-9.

### 3.2.1 CARGAS PERMANENTES

**Tabla 3. 1 Cargas Permanentes que actúan en un puente**

DD	=	Fricción negativa (downdrag)
DC	=	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
DW	=	Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios Públicos.
EH	=	Empuje horizontal del suelo.
EL	=	Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado.
ES	=	Sobrecarga de suelo.
EV	=	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

**Fuente:** AASHTO LRFD 2005, Edición interina CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág 3-9.

### 3.2.2 CARGAS TRANSITORIAS

**Tabla 3. 2 Cargas Transitorias que actúan en un puente**

BR	=	Fuerza de frenado de los vehículos
CE	=	Fuerza centrífuga de los vehículos
CR	=	Fluencia lenta
CT	=	Fuerza de colisión de un vehículo
CV	=	Fuerza de colisión de una embarcación
EQ	=	Sismo
FR	=	Fricción
IC	=	Carga de hielo
IM	=	Incremento por carga vehicular dinámica
LL	=	Sobrecarga vehicular
LS	=	Sobrecarga viva
PL	=	Sobrecarga peatonal
SE	=	Asentamiento
SH	=	Contracción
TG	=	Gradiente de temperatura
TU	=	Temperatura uniforme
WA	=	Carga hidráulica y presión del flujo de agua
WL	=	Viento sobre la sobrecarga
WS	=	Viento sobre la estructura

**Fuente:** AASHTO LRFD 2005, Edición interina CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág 3-9.

### 3.3 FUERZAS APLICADAS EN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

Se distinguen dos tipos de fuerzas que actúan en el puente:

- Fuerzas Internas.
- Fuerzas Externas.

#### 3.3.1 FUERZAS INTERNAS

Las fuerzas internas son aquellas que mantienen la estructura como un ensamblaje único y corresponden a las fuerzas de unión entre sus partes.

##### 3.3.1.1 Fuerzas Internas que afectan a los elementos estructurales

Los elementos estructurales se encuentran expuestos a distintas fuerzas internas tales como: la carga axial, la fuerza cortante o de cizallamiento, el momento de flexión y el momento de torsión:

###### 3.3.1.1.1 Carga Axial

Se define como una fuerza de compresión o de tracción que pueda acortar o alargar la longitud del elemento. En el caso de elementos de hormigón armado, su capacidad está ligada a la resistencia del concreto a la compresión, a su confinamiento con refuerzo transversal, y al refuerzo longitudinal. Las fallas se presentan debido a deficiencias en una o varias de estas características, una representación se muestra en la figura 3.1.

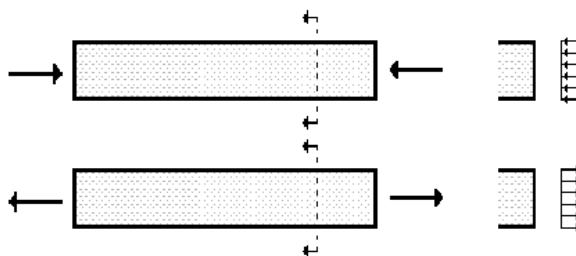


Figura 3. 1 Esquema de esfuerzos correspondientes a carga axial

El Pandeo es un tipo de inestabilidad transversal flexionante que presentan los elementos sometidos a sollicitaciones de compresión axial, como muestra la figura 3.2



Ante un determinado nivel de cargas axiales, los elementos flexionan transversalmente a la dirección de acción de las sollicitaciones, sin requerirse la presencia de ningún agente externo especial.

La trascendencia de este tipo de inestabilidad depende de las características de deformabilidad del material, de cuan esbeltos sean los elementos y del tipo de arriostramiento transversal presente.



**Figura 3. 2** Esquema de pandeo de un elemento.

#### *3.3.1.1.2 Fuerza Cortante*

O fuerza de cizallamiento ocurre cuando dos fuerzas paralelas con direcciones opuestas actúan sobre un elemento y tienden a ocasionar el deslizamiento o el desplazamiento de una sección del cuerpo con respecto a otro.

La falla ocasionada por este tipo de fuerza es súbita e inesperada, y cuando se presenta en elementos verticales puede socavar la estabilidad de toda la estructura.

#### *3.3.1.1.3 Momento de Flexión*

Se define como la tendencia de una fuerza a inducir rotación alrededor de un determinado eje. Una rotación lo suficientemente intensa puede provocar la falla de algún elemento; sin embargo, dentro de ciertos límites contribuye a disipar energía.

Tanto este tipo de fuerza como la carga axial, producen esfuerzos de dilatación o de contracción de los elementos.

#### *3.3.1.1.4 Momento de Torsión*

Es una fuerza que tiende a causar la rotación no coplanar de un elemento con respecto a su eje longitudinal. La falla por este tipo de fuerza resulta tan

peligrosa como la falla por fuerza cortante, debido a que ambas producen esfuerzos de distorsión o tangenciales en el sistema estructural. Además, su presencia puede ser sinónimo de colapso parcial o total de la estructura.

### 3.3.2 FUERZAS EXTERNAS

Las fuerzas externas son las actuantes o aplicadas exteriormente y las reacciones o resistentes que impiden el movimiento. Las actuantes son aquellas cargas a las que se ve sometido el puente por su propio peso, por la función que cumple y por efectos ambientales.

En primera instancia se pueden subdividir en cargas gravitacionales, cargas hidrostáticas y fuerzas ambientales (sismo, viento y temperatura).

Las gravitacionales son aquellas generadas por el peso propio y al uso de la estructura y se denominan gravitacionales porque corresponden a pesos. Entre ellas tenemos las cargas muertas y las cargas vivas.

#### 3.3.2.1 Cargas Permanentes: *DC, DW y EV*

La carga permanente debe incluir el peso propio de todos los componentes del puente, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

##### *3.3.2.1.1 Cargas muertas*

Son cargas permanentes y que no son debidas al uso de la estructura del puente. En esta categoría se pueden clasificar las cargas correspondientes al peso propio y al peso de los materiales.

Dentro de las cargas muertas también se pueden clasificar a aquellos equipos permanentes en la estructura del puente. En general las cargas muertas se pueden determinar con cierto grado de exactitud conociendo la densidad de los materiales.

**Tabla 3. 3. Densidades de materiales<sup>40</sup>**

Material		Densidad (kg/m <sup>3</sup> )
Aleaciones de aluminio		2800
Superficie de rodamiento bituminosa		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35\text{Mpa}$	2320
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105\text{Mpa}$	$2240 + 2,29 f'c$
Arena, limo o grava sueltas		1600
Arcilla blanda		1600
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dura	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,3

**Fuente:** AASHTO LRFD 2005, Edición interina CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág 3-9.

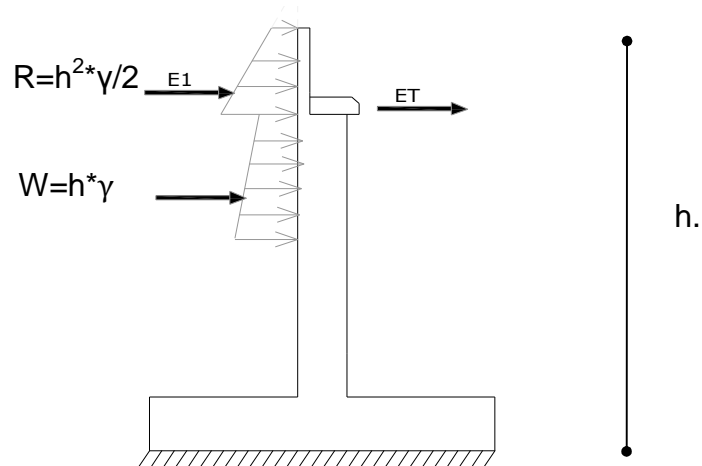
### 3.3.2.1.2 Cargas por presión hidrostática y empuje de tierras<sup>41</sup>

Los suelos ejercen sobre las superficies una presión similar a los líquidos pero de menor magnitud.

Por la Ley de Pascal se sabe que la presión que ejerce un líquido sobre las paredes que lo contienen es proporcional a la profundidad y al peso específico del líquido contenido. Los suelos ejercen sobre las superficies una presión similar a los líquidos pero de menor magnitud.

La presión se representa entonces como una carga triangular, como muestra la figura 3.3

<sup>41</sup> NSR-98. En <http://www.asosismica.org/>



**Figura 3.3 Cargas por presión hidrostática y empuje de tierra.**

*Donde:*

$\gamma$  = Peso específico del líquido o del líquido equivalente que representa al suelo.

$\gamma$  = equivalente =  $k_a$ , donde  $k_a$  es menor que 1

$h$  = Altura

### 3.3.2.2 Cargas Transitorias

Son: Cargas debidas al uso, Cargas de viento, Cargas de tránsito en un puente o una rampa; Cargas dinámicas, como maquinarias, variaciones de temperatura, etc.

#### 3.3.2.2.1 Fuerzas de Frenado (LF)<sup>42</sup>

Este análisis se puede aplicar tanto en los estribos como en las pilas y se presenta cuando un vehículo frena sobre el tablero de un puente, por rozamiento induce una fuerza longitudinal paralela a la dirección del tráfico que se considera dentro del diseño a pesar de que esta fuerza no tiene mayor importancia dentro de la estructura si se compara con los empujes sísmicos o empujes de tierras.

<sup>42</sup> TESIS, Diseño de Puentes de Acero, U.Central del Ecuador, Fernandez Milton, 2002.

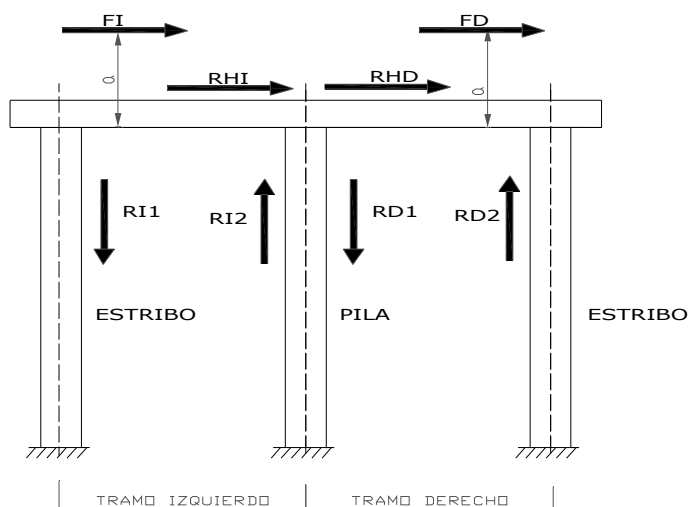
La fuerza de frenado generalmente es resistida por los elementos de apoyo y sistemas de anclaje, siendo su aplicación regulada por las siguientes consideraciones particulares, un esquema de cálculo para las fuerzas de frenado se muestra en la figura 3.4

La intensidad de las fuerzas se estima en un 5% de la carga viva utilizada en el diseño. Se considera que la carga está aplicada a 1,81 m., sobre la capa de rodadura del puente.

**Tabla 3. 4** Factor de Reducción según el número de vías

Numero de vías cargadas	Factor de reducción
Dos vías	1.00
Tres vías	0.85
Cuatro o más vías	0.65

**Fuente:** Manual de Diseño de puentes, Ministerio de Transporte y comunicaciones, Lima, 2005, pág. 53



**Figura 3. 4** Esquema para cálculo de la fuerza de frenado

Donde ;

- FI. = Fuerza de frenado en el tablero Izquierdo.
- FD. = Fuerza de frenado en el tablero Derecho.
- RI1. = Reacción vertical en el apoyo izquierdo del tramo Izquierdo.
- RI2. = Reacción vertical en el apoyo izquierdo del tramo Derecho.
- RD1. = Reacción vertical en el apoyo izquierdo del tramo Derecho.
- RD2. = Reacción vertical en el apoyo derecho del tramo Derecho.
- RHI - RHD. = Reacción Horizontal en el tablero Izquierdo – Derecho.

### 3.3.2.2.2 Cargas de sismo<sup>43</sup>

El sismo es una liberación súbita de energía en las capas interiores de la corteza terrestre que produce un movimiento ondulatorio del terreno.

Este movimiento ondulatorio se traduce en una aceleración inducida a la estructura que contando esta con su propia masa y conociendo la 2da ley de Newton se convierte en una fuerza inercial sobre la estructura. Es inercial porque depende directamente de la masa de la estructura sometida al sismo.

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a},$$

EC: 3. 1

Donde;

F = Fuerza [N]

m = masa [Kg]

a = aceleración [m/s<sup>2</sup>]

**Tabla 3. 5 Factores de Impacto para puentes de carretera**

Componente	Estado Límite	Factor de Impacto, %
Juntas de Tablero	Todos	75
Componentes del tablero del puente	Todos	50
Todos los otros componentes	Fatiga y Fractura	15
	Todos	33

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág, 10.6

### 3.3.2.2.3 Cargas debidas a cambios de temperatura<sup>44</sup>

Los cambios de temperatura producen dilataciones o contracciones en la estructura general y en sus elementos componentes. Estos cambios pueden producir o no fuerzas adicionales dependiendo del grado de restricción de la estructura y de sus elementos.

Si se analiza el efecto sobre un elemento simple articulado en sus dos extremos, para un ascenso de la temperatura el elemento trata de estirarse

<sup>43</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág, 10.6

<sup>44</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág, 10.7

pero como sus apoyos restringen el movimiento lateral es imposible su deformación axial. Para contrarrestar el efecto de alargamiento por temperatura se generan unas fuerzas de reacción que causan compresión del elemento y cuya magnitud es tal que produzcan la misma deformación axial que produce el ascenso de temperatura.

De esta manera se puede concluir que los efectos de temperatura dependen de las restricciones al alargamiento y acortamiento de la estructura en general y de sus elementos componentes, como se muestra en la figura 3.5.

*Deformación unitaria por temperatura:*

$$\varepsilon = \alpha * \Delta t \quad \text{EC: 3. 2}$$

*Deformación por cambios de temperatura en un elemento de longitud L:*

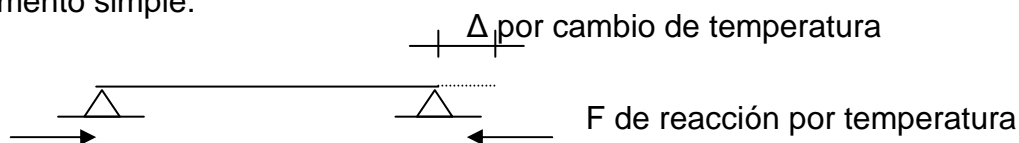
$$\Delta L = \alpha * \Delta t * L \quad \text{EC: 3. 3}$$

$\alpha$  : Coeficiente de dilatación térmica que depende del material analizado.

Para el acero  $\alpha = 65 \times 10^{-7}$  (1/°F)

Para concreto  $\alpha = 55$  a  $70 \times 10^{-7}$  (1/°F)

Elemento simple:



**Figura 3. 5 Cargas debidas a cambios de temperatura**

Para estructuras de acero, los extremos anticipados de temperatura son:

En clima moderado : 0 a 120 ° F

En clima frío : -30 °F a +120°F

#### 3.3.2.2.4 Cargas de viento<sup>45</sup>

El viento produce una presión sobre las superficies expuestas.

La fuerza depende de:

- Densidad y velocidad del viento

<sup>45</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág, 10.8

- Angulo de incidencia
- Forma y rigidez de la estructura
- Rugosidad de la superficie

**Superestructura:**

Para armaduras y arcos: 75 lb/pie<sup>2</sup> pero no menos de 0.30klb/pie<sup>2</sup> en el plano de la cuerda cargada, ni de 0,15 klb/pie<sup>2</sup> lineal en el plano de la cuerda no cargada.

Para vigas y vigas principales: 50lb/pie<sup>2</sup> pero no menos de 0.30klb/pie lineal en la luz de las vigas principales.

**Viento sobre la carga viva:**

Una fuerza de 0.10klb/pie lineal se debe aplicar a la carga viva, actuando a 6pies por encima de la calzada.

**3.3.2.3 Cargas vivas en puentes<sup>46</sup>**

Los tipos de cargas vivas considerados en el diseño de puentes se resumen en: carga de camión y carga de vía.

La carga de camión considera el peso de un camión como un conjunto de cargas puntuales actuando con una separación y repartición que representa la distancia entre ejes (ruedas) de un camión de diseño.

La carga de vía corresponde a una carga distribuida y representa el peso de vehículos livianos circulando por el puente. Se pueden combinar la carga de vía y la de camión en una misma luz de un puente, esto representa un puente cargado con carros livianos y entre ellos un camión.

El esquema general de la carga de vía más camión es el siguiente. (Carga de vía, carga camión).

---

<sup>46</sup> NSR-98. En <http://www.asosismica.org/>



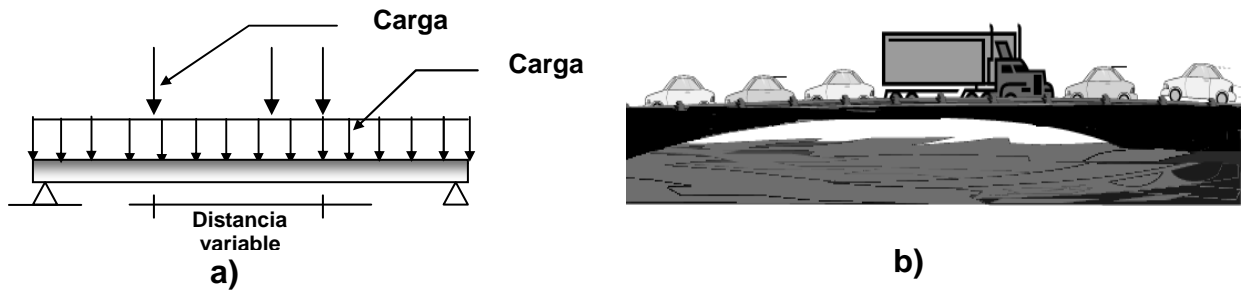


Figura 3.6 (a), (b); Cargas vivas en puentes

La magnitud de las cargas puntuales depende del tipo de camión que se espera circule por la vía en diseño.

Para la carga de impacto se considera un factor de multiplicación de la carga viva de camión y vía y para la de frenado una carga horizontal proporcional a la carga de vía o camión.

### 3.4 CARGAS DE DISEÑO PARA CARRETERAS<sup>47</sup>.

#### 3.4.1 ESPECIFICACIONES DEA

Las especificaciones para DEA (Diseño para cargas de servicio o esfuerzos admisibles o ASD en inglés) establecen esfuerzos admisibles que, bajo las cargas de servicio en una estructura, no pueden sobrepasarse en los miembros estructurales o en sus conexiones.

$$R_a \leq \frac{R_n}{\phi}$$

EC: 3. 4

Donde;

R <sub>a</sub>	= Resistencia requerida (ASD)
R <sub>n</sub>	= Resistencia nominal
φ	= Factor de seguridad
R <sub>n</sub> / φ	= Resistencia admisible

<sup>47</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág. 10.1

Las resistencias requeridas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos de torsión) de los miembros estructurales, se calculan mediante los métodos aceptados de análisis estructural, con las cargas nominales o de servicio especificadas para todas las combinaciones de cargas de las normas AASHTO aplicable.

### 3.4.2 ESPECIFICACIONES DCCR<sup>48</sup>

Las especificaciones para DCCR (Diseño por coeficientes de carga y resistencia o LRFD en inglés) exige que se apliquen los coeficientes tanto a las cargas de servicio como a la resistencia nominal de los miembros y conexiones. Para tener en cuenta las incertidumbres al estimar las cargas de servicio, se aplican a ellas coeficientes de carga generalmente mayores que la unidad.

Para reflejar la variabilidad inherente en los pronósticos de la resistencia de un miembro o conexión, la resistencia nominal  $R_n$  se multiplica por un coeficiente de resistencia  $\phi$  menor que la unidad.

Para asegurarse que un miembro o conexión tenga suficiente resistencia para soportar las cargas de servicio, dichas cargas de servicio multiplicadas por los coeficientes de carga apropiados (cargas mayoradas) no deben sobrepasar la resistencia de diseño  $\phi R_n$ .

$$R_a = \sum_i (\gamma_i * Q_i) \leq \phi * R_n$$

**EC: 3. 5**

*Donde;*

$\gamma_i$	= Factor de carga i
$Q_i$	= Efecto de carga i
$\gamma_i * Q_i$	= Carga Factorizada i
$\phi$	= Factor de resistencia
$R_n$	= Resistencia nominal
$R_n * \phi$	= Resistencia diseño

---

<sup>48</sup> Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 1era. Edición, 2005.

$$R_a = \sum_i (\gamma_i * Q_i)$$

Son los efectos de las cargas factorizadas en la estructura o la resistencia requerida del análisis estructural

**Nota:** Se puede utilizar cualquiera de los dos métodos para el diseño de los componentes de la estructura del puente de acero. Sin embargo, no se deben utilizar los dos métodos para el diseño de los diferentes miembros de la misma estructura.

### 3.4.3 SOLICITACIONES

La superestructura de un puente se diseña fundamentalmente para resistir cargas vivas vehiculares. Cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura.

#### 3.4.3.1 Carga Viva

##### 3.4.3.1.1 Cargas para puentes de caminos<sup>49</sup>

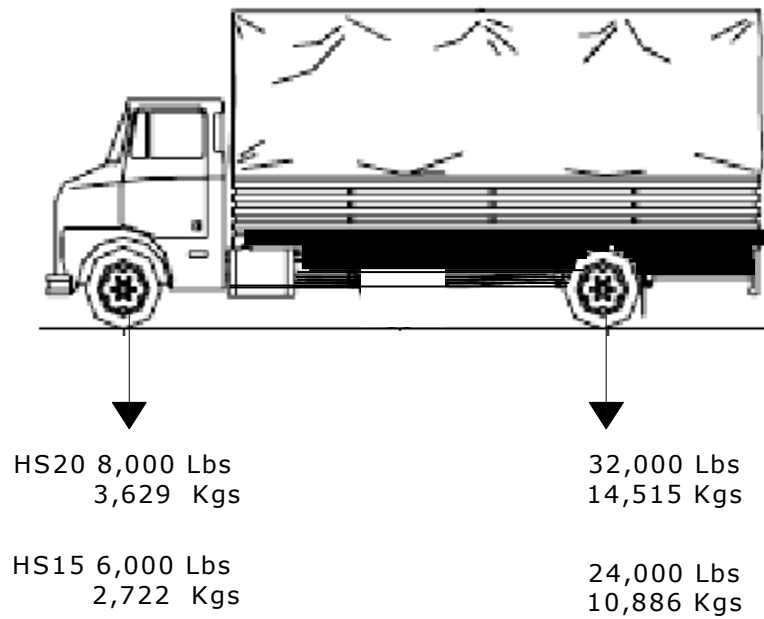
Existen cuatro clases estándar de cargas para vehículos de carretera incluidas en las especificaciones estándar: H15, H20, HS15, HS20. La diferencia en la carga bruta de los camiones está en razón directa al número HS, es decir, HS es 75% de HS20 (La diferencia entre el camión H y HS) es el uso de un tercer eje en el camión HS.

- **Cargas tipo H**

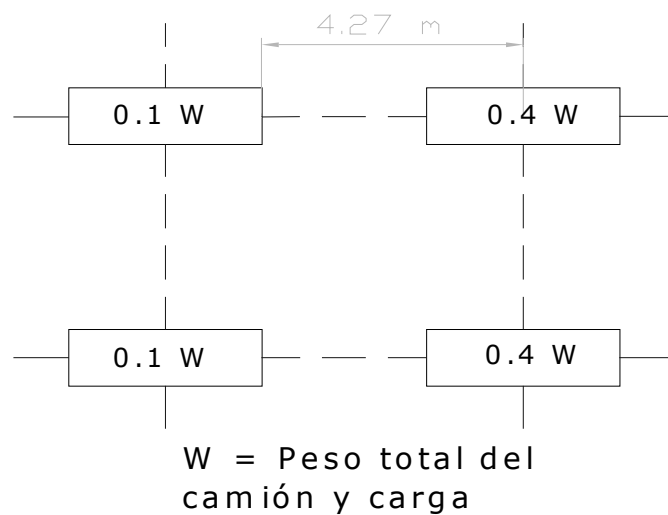
Las cargas tipo H, se ilustran en las figuras 3.7 y 3.8; la franja de carga se ilustra en la figura 3.9, consisten en un camión de 2 ejes, o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril. Estas cargas se designan con la letra H, seguida de un número que indica el peso bruto, (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión – tipo.

---

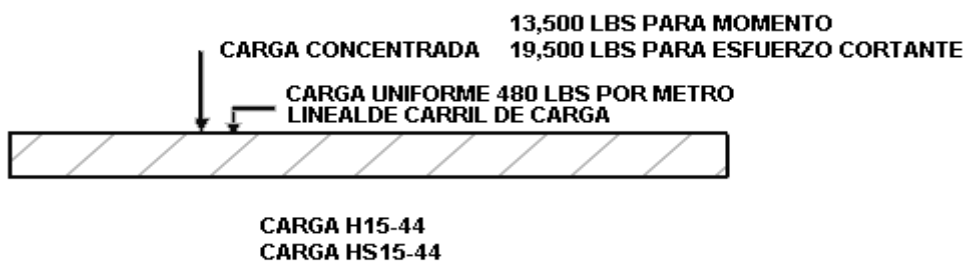
<sup>49</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág, 10.6



**Figura 3.7 Cargas Tipo "H"**



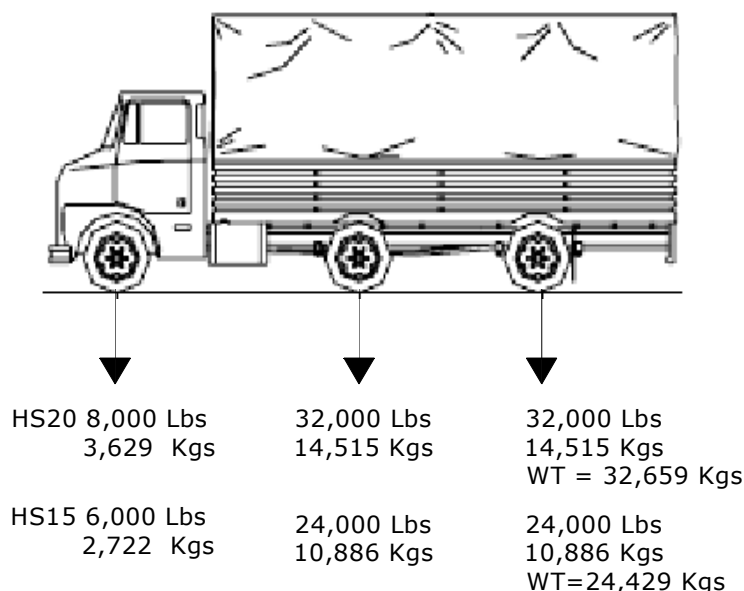
**Figura 3.8 Distribución del Peso Total del Camión y Carga Tipo H.**



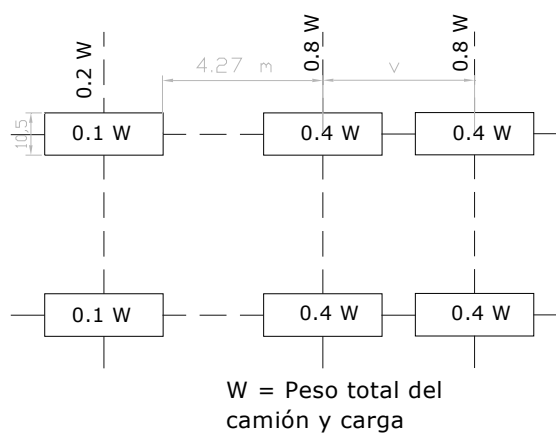
**Figura 3.9 Camión y franja de carga H**

▪ **Cargas tipo HS**

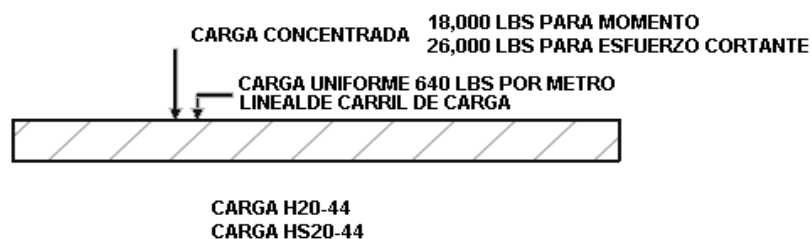
Las cargas tipo HS se ilustran en las figuras 3.10 y 3.11; la franja de carga se ilustra en la figura 3.12, consisten en un camión tractor con semi-remolque o la carga uniforme equivalente correspondiente, sobre un carril. Estas cargas se designan con las letras HS, seguidas de un número que indica el peso bruto, en toneladas inglesas de 2,000 lb, del camión tractor.



**Figura 3. 10 Cargas Tipo “HS”**



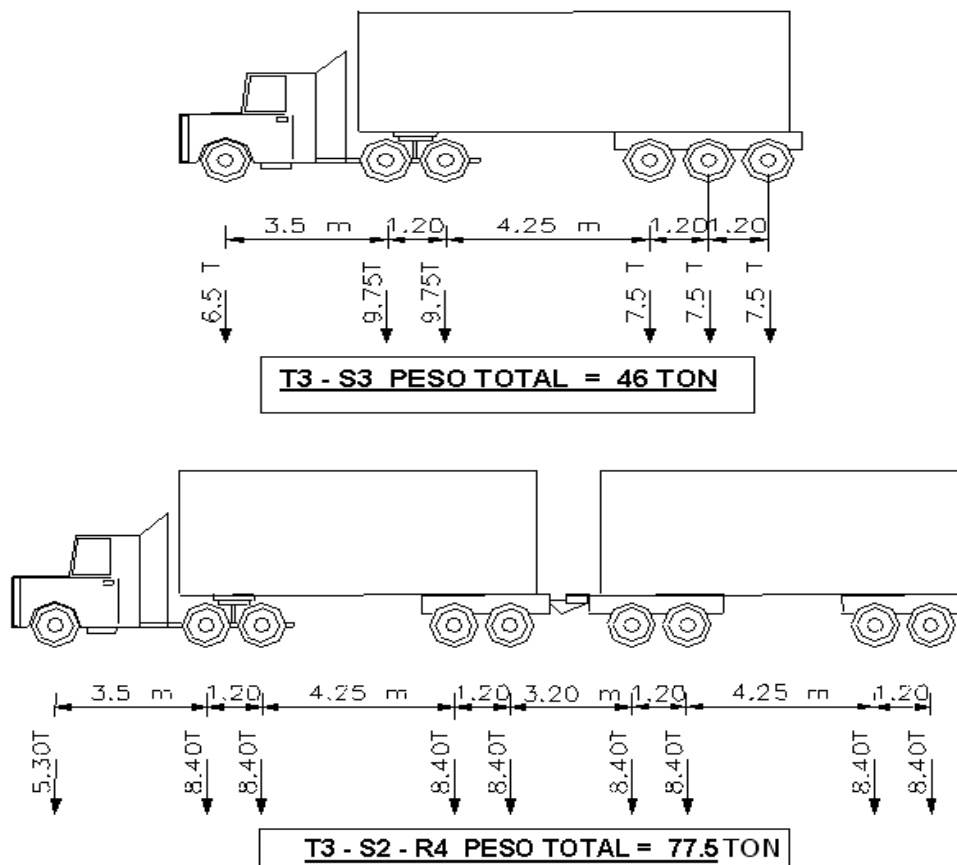
**Figura 3. 11 Distribución del Peso Total del Camión y Carga Tipo HS**



**Figura 3. 12 Camión y franja de carga HS**

La separación entre los ejes se ha considerado variable, con el objeto de tener una aproximación mayor con los tipos de tractores de semiremolques que se usan actualmente, como se muestra en la figura 3.13<sup>50</sup>.

- **Cargas tipo T3-S3 y T3-S2-R4**



**Figura 3.13 Pesos y Dimensiones de vehículos T3-S3 y T3-S2-R4**

### 3.4.3.1.2 Carga mínima

Para caminos principales o para aquellos que se espera tengan tránsito de camiones pesados, se considera que la carga mínima será la correspondiente al tipo HS 20-44.

### 3.4.3.2 Carga de andén<sup>51</sup>

Con el fin de obtener seguridad, muchas estructuras de carreteras en áreas no

<sup>50</sup> [www.construaprende/tesis02.com](http://www.construaprende/tesis02.com)

<sup>51</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág. 10.7

urbanas se diseñan de modo que el ancho completo de acera de la calzada de aproximación se conserva a través de la estructura. De esta forma se elimina la necesidad práctica de una acera.

Sin embargo, en áreas urbanas las estructuras se deben acomodar a la configuración de las calzadas de aproximación. En consecuencia, los puentes normalmente requieren bordillos o andenes, o ambos.

En estos casos, los andenes y los miembros de soporte se deben diseñar para una carga viva de 85klb/pie<sup>2</sup>. Las vigas y armaduras se deben diseñar para las siguientes cargas vivas de andén, en lb/pie<sup>2</sup> de área de andén:

**Tabla 3. 6 Cargas vivas de andén según la luz del puente**

Luz	Carga Viva de andén
Luces de 0 a 7.5 m	415 kg/m <sup>2</sup>
Luces de 7.5 a 30 m	300 kg/m <sup>2</sup>
Luces de más de 30 m	$CV = \left( 1435 + \frac{43800}{L} \right) \left( \frac{16.7 - W}{15.2} \right)$

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág, 10.7

*Donde;*

CV = Es la carga viva peatonal (kg/m<sup>2</sup>) que no será mayor a 300 kg/m<sup>2</sup>,

L (m) = Es la longitud de la banqueta y

W (m)= Es el ancho de la banqueta.

### 3.4.4 VARIABLES DE LA CARGA

Las cargas vivas y las cargas muertas son los principales componentes en los puentes. En el caso de las cargas muertas, es el propio peso. Este componente de la carga muerta se considera de acuerdo con estudios previos, como variable aleatoria.

La componente estática de la carga viva, se debe a la carga provocada por el tráfico vehicular, que depende de otros parámetros, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3.7 Cargas vivas.

Tráfico vehicular	
1	Cargas en los ejes de acuerdo con el tipo de vehículo
2	Posición del vehículo en los puentes
3	Número de vehículos (del mismo tipo) en el puente
4	Número de vehículos (de diferente tipo) en el puente

Fuente: [www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt301.pdf](http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt301.pdf)

Debido a que estas variables son por naturaleza aleatorias, el efecto de la carga viva estática se considera también como una variable aleatoria.

Aplicando estas cargas a los puentes, se determinan los esfuerzos que se presentan en cada uno de sus elementos.

Tabla 3.8 Valores promedios de cargas en el puente por ejes.

Tipo de vehículo	Carga por eje (kg)									Total	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
C-2	3295	7970									1126
C-3	4301	9347	9177								2282
T3-S2	4104	7791	7757	7737	8166						3555
T3-S3	4179	11288	11330	10458	10582	11057					5889
T3-S2-R4	4298	8771	8553	9150	9191	7562	6877	8845	8481		7172

Fuente: [www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt301.pdf](http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt301.pdf)

Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las dimensiones del carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones que circularán por el puente. Estas dimensiones se muestran en la figura 3.14.

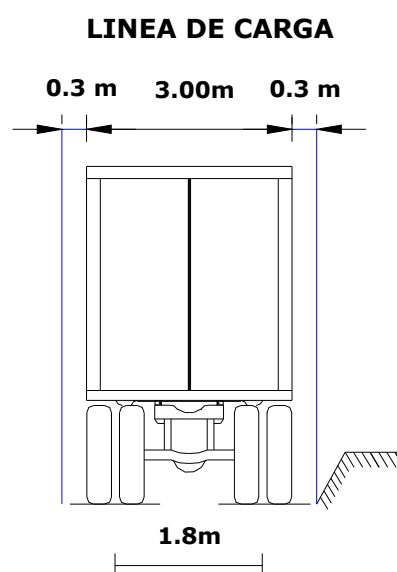


Figura 3.14 Línea de tráfico de 3.6m y ancho de carril de carga de 3m. HS MTOP



### 3.4.4.1.1 Carga viva vehicular – Previsión de sobrecarga

Muchos de los puentes construidos en Ecuador han sido diseñados con las cargas del vehículo HS-20, cuyos pesos vehiculares han sido superados por las cargas de los vehículos que actualmente circulan. Por si fuera poco, la situación se ve agravada por el hecho de que muchos vehículos circulan sobrecargados.

Se muestra la necesidad de incluir una sobrecarga en el diseño de los puentes, por lo que el MTOP trabaja hoy en día con las cargas: HS 25 – 44, que es un incremento en un 25% de la carga HS 20 – 44, HL – 93, y la denominada HS-MTOP como se muestra a continuación en las figuras 3.15, 3.16 y 3.17; En la figura 3.18 se muestra el momento máximo que se produce con los tipos de carga.

#### a) Según HS 25 – 44

Para una carga  $P = 9.07 \text{ T}$

- REACCIÓN MÁXIMA

$$RA = (4.5 * L - 12.81) * \frac{P}{L}$$

EC: 3.6

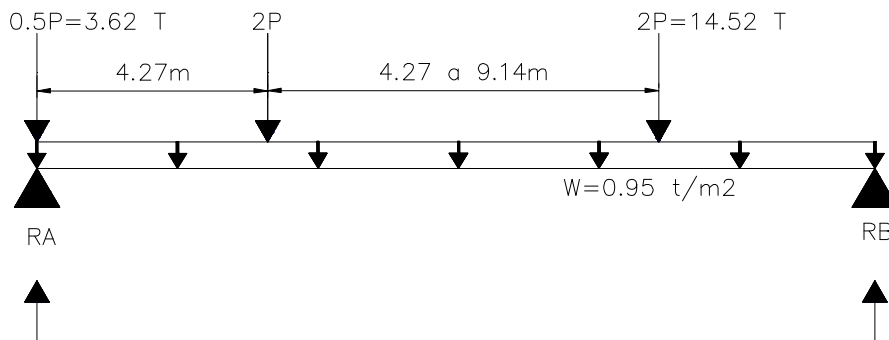


Figura 3. 15 Sistema de cargas según HS 25 – 44

#### b) Según HL – 93 (AASHTO LRFD)

Para una carga  $P = 7,26$

- REACCIÓN MÁXIMA

$$RA = (4.5 * L - 12.81) * \frac{P}{L} + 0.95 * \frac{P}{L}$$

EC: 3.7

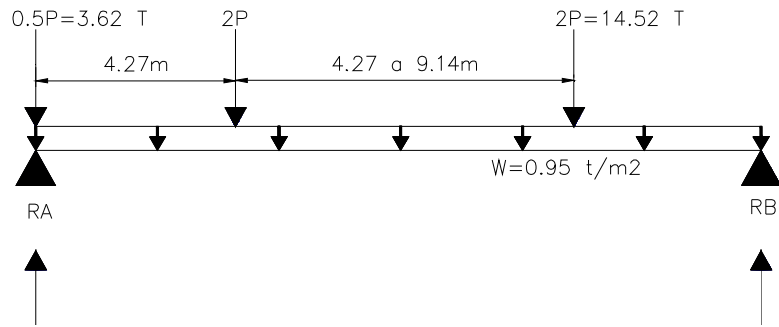


Figura 3. 16 Sistema de cargas según HL – 93

c) Según HS – MTOP

Para una carga P = 10 T

- REACCIÓN MÁXIMA

$$RA = (4.5 * L - 12.81) * \frac{P}{L}$$

EC: 3. 8

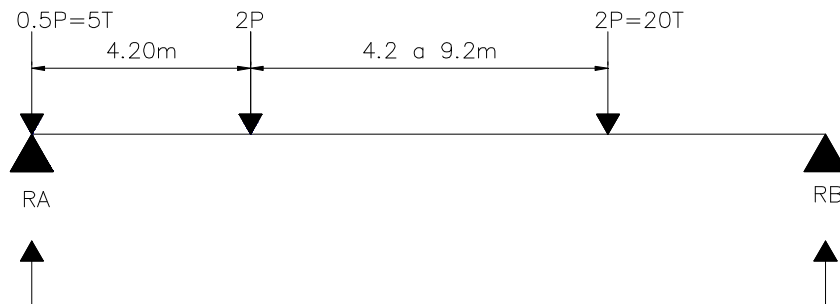


Figura 3. 17 Sistema de cargas según HS - MTOP

3.4.4.1.2 Momento Máximo que se produce en los tres tipos de carga

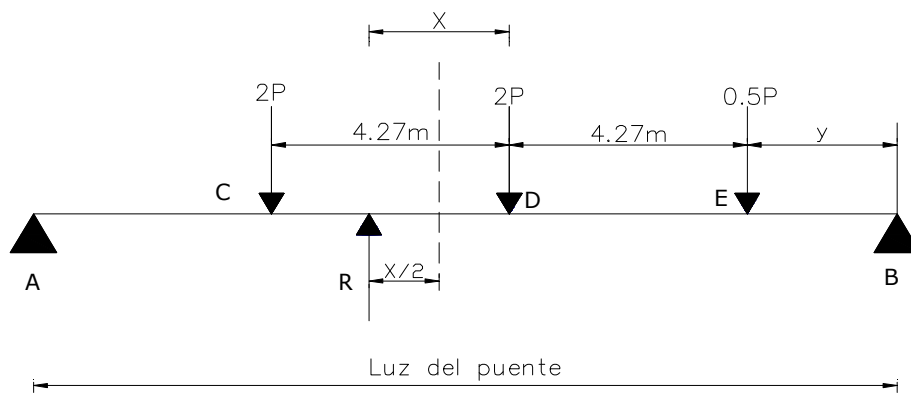


Figura 3. 18 Momento máximo que se produce en los tipos de carga.

### 3.4.5 IMPACTO<sup>52</sup>

Los esfuerzos debidos a la carga viva por las cargas H o HS serán incrementados para las estructuras del grupo A en la cantidad indicada para los efectos dinámicos vibratorios y de impacto. Este incremento no es aplicado a las estructuras del grupo B.

#### 3.4.5.1 Grupo A

- (1) Superestructura, incluyendo elementos de los marcos rígidos.
- (2) Los pilotes que sobresalgan del terreno y se hallen rígidamente conectados a la superestructura, formando marcos rígidos o como parte de la estructura mismo.
- (3) Las porciones que sobresalgan del terreno de las pilas de concreto o acero que soportan la superestructura.

#### 3.4.5.2 Grupo B

El impacto no será considerado.

- (1) Estribos, muros de contención, pilas, pilotes.
- (2) Cimentación y presiones en las cimentaciones.
- (3) Estructuras de madera.
- (4) Cargas para andenes.
- (5) Alcantarillas y otras estructuras que tengan un relleno de tierra de 0,914 m de altura o mayor.

Las fuerzas provocadas por la carga viva se deben incrementar para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de cargas. Este incremento según las normas AASHTO se calcula mediante la fórmula 3.9:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} < 30\% \quad \text{EC: 3. 9}$$

*Donde;*

I = Coeficiente de Impacto en por ciento (máximo: 30%)

L = Longitud del claro (m).

---

<sup>52</sup> TESIS, Diseño de Puentes de Acero, U.Central del Ecuador, Fernandez Milton, 2002.

### 3.5 FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIÓN DE CARGA<sup>53</sup>

La sollicitación total mayorada se tomará como:

$$Q = \sum_i (\eta_i * \gamma_i * Q_i) \quad \text{EC: 3. 10}$$

*Donde:*

$\eta_i$  = Factor de modificación de las cargas. (Factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa)

$Q_i$  = sollicitaciones de las cargas.

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2

Los componentes y conexiones de un puente deben satisfacer la Ecuación:

$$\sum_i \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi * R_n \quad \text{EC: 3. 11}$$

Para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- **RESISTENCIA I.-** Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- **RESISTENCIA II.-** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- **RESISTENCIA III.-** Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- **RESISTENCIA IV.-** Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- **RESISTENCIA V.-** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

---

<sup>53</sup> AASHTO LRFD 2005, Edición interina CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág. 3-11 – 3.13.

- **EVENTO EXTREMO I.-** Combinación de cargas que incluye sismos.
- **EVENTO EXTREMO II.-** Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- **SERVICIO I.-** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado.
- **SERVICIO II.-** Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico
- **SERVICIO III.-** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV.-** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.
- **FATIGA.-** Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1 (AASHTO, 2005, 3era. Edición)

Tabla 3. 9. Factores de carga para cargas permanentes, *γ<sub>p</sub>*

Tipo de carga	Factor de carga	
	Mínimo	Máximo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1.25	0.9
<i>DD</i> : Fricción negativa	1.8	0.45
<i>DH</i> : Superficies de rodamiento por servicios públicos	1.5	0.65
<i>EH</i> : Empuje del suelo		
▪ Activo	1.5	0.90
▪ En reposo	1.35	0.9
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1.0	1.0

.../

**Tabla 3.9. Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$  (Continuación)**

<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
■ Estabilidad global		N.A.
■ Muros de sostenimiento y estribos	1.00	1.00
■ Estructura rígida enterrada	1.35	0.90
■ Marcos rígidos	1.3	0.90
■ Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas	1.95	0.90
■ Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.5	0.90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1.5	0.75

Fuente: AASHTO LRFD 2005, Edición interina CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág 3-16.

**Tabla 3. 10 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga<sup>54</sup>**

Combinación de carga	DC DD D W EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
<b>RESISTENCIA I</b>	$\gamma_p$	1,75	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>RESISTENCIA II</b>	$\gamma_p$	1,35	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>RESISTENCIA III</b>	$\gamma_p$	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES,</b>	$\gamma_p$ 1,5	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	1	-	-	-	-	-
<b>RESISTENCIA V</b>	$\gamma_p$	1,35	1,0	0,4	1,0	1,0	-	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	1,0	-	-	-
<b>EVENTO EXTREMO</b>	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,0	-	-	1,0	-	1	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>EVENTO EXTREMO</b>	$\gamma_p$	0,50	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	1	-	-	1,0	1,0	1,0
<b>SERVICIO I</b>	1,0	1,00	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0/1,2	$\gamma_{TG}$	-	-	-	-	-
<b>SERVICIO II</b>	1,0	1,30	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	1	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>SERVICIO III</b>	1,0	0,80	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	$\gamma_{TG}$	-	-	-	-	-
<b>SERVICIO IV</b>	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1,0	-	-	-	-
<b>FATIGA- Solo LL, IM,y CE</b>	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD 2005, Edición interina CARGAS Y FACTORES DE CARGA pág 3-16.

### 3.6 CARGAS QUE ACTÚAN EN LA SUBESTRUCTURA DE PUENTES<sup>55</sup>.

#### 3.6.1 ESTRIBOS

Los estribos de puentes sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos. (Ver las figuras 3.19 y 3.20)

<sup>54</sup> Especificaciones AASHTO por el método LRFD, 3era. Edición, 2005, pág. 3-40

<sup>55</sup> <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/memoria/memoria11/puentes/puentes06.htm>

### 3.6.1.1.1 Cargas que actúan sobre el estribo

- Peso propio.
- Reacción del tablero CM (Carga Muerta) y CV (Carga Viva).
- Fuerzas longitudinales de frenado.
- Empuje de tierras.
- Empuje sísmico.

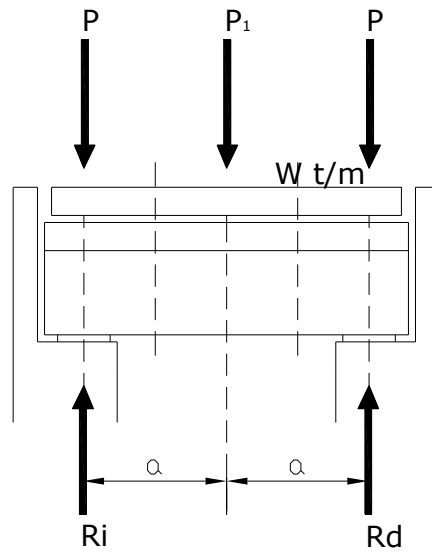


Figura 3. 19 Esquema de estribos de sección doble "T"

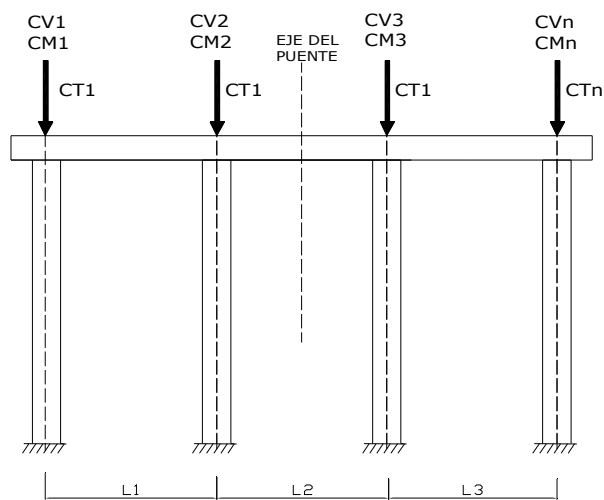


Figura 3. 20 Esquema de las reacciones sobre un estribo

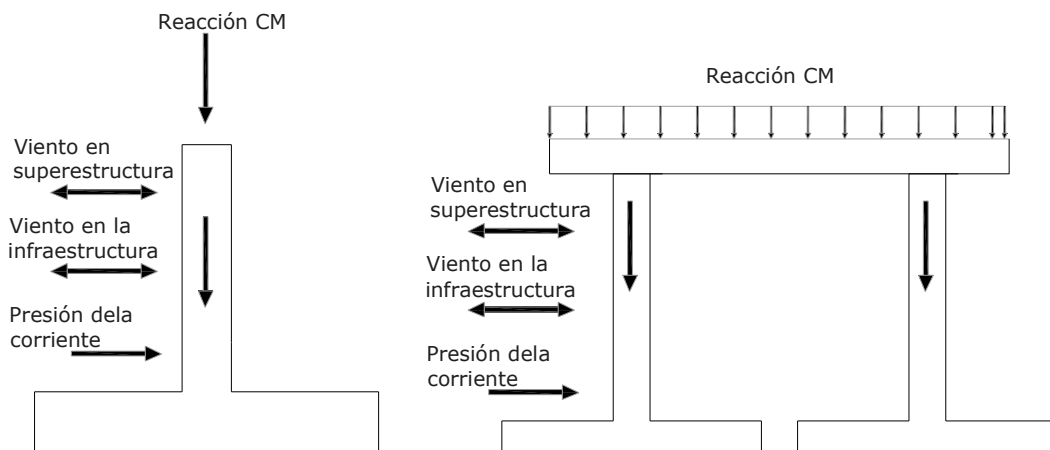
### 3.6.2 PILAS Y COLUMNAS

Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se pueden construir con columnas huecas prefabricadas de concreto reforzado con o sin ménsulas para recibir a traves portantes sobre las que descansarán las traves Longitudinales. (Ver la figura 3.21)

#### 3.6.2.1.1 Cargas que actúan sobre la Pila

- Peso propio.
- Reacción del tablero CM (Carga Muerta) y CV (Carga Viva).
- Fuerzas longitudinales de frenado.
- Empuje de tierras.
- Empuje sísmico.

Estas columnas se empotran en los candeleros de cimentación. Dependiendo de las características de la obra, las traves forman un marco con las columnas para resistir tanto las cargas verticales totales como las fuerzas horizontales debidas a sismo.



**Figura 3. 21 Cargas que actúan en las Pilas y Columnas.**



## **CAPÍTULO 4**

### **ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN TIPOLOGICAS PARA LA INSTALACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO. (DISEÑO)**

#### **4.1 DISEÑO PRELIMINAR DEL PUENTE TIPO A SER REPARADO**

##### **4.1.1 ANTECEDENTES**

El puente Los Camarones sobre el Río Baba tuvo su construcción en el año de 1985, a cargo del Ing. Mario Morán. Puente cuya construcción es la siguiente:

➤ Superestructura

- Losa: Hormigón Armado
- Vigas Principales: Hormigón Postensado.
- Baranda: Hormigón Armado
- Andén: Hormigón Armado

➤ Subestructura

- Estribos:
  - Hormigón Armado
  - Cimentación Superficial
- Pilas:
  - Hormigón Armado
  - Cimentación Superficial

##### **4.1.2 UBICACIÓN DEL PUENTE TIPO**

Provincia de Los Ríos, la figura 4.1 presenta el croquis del Puente Camarones.

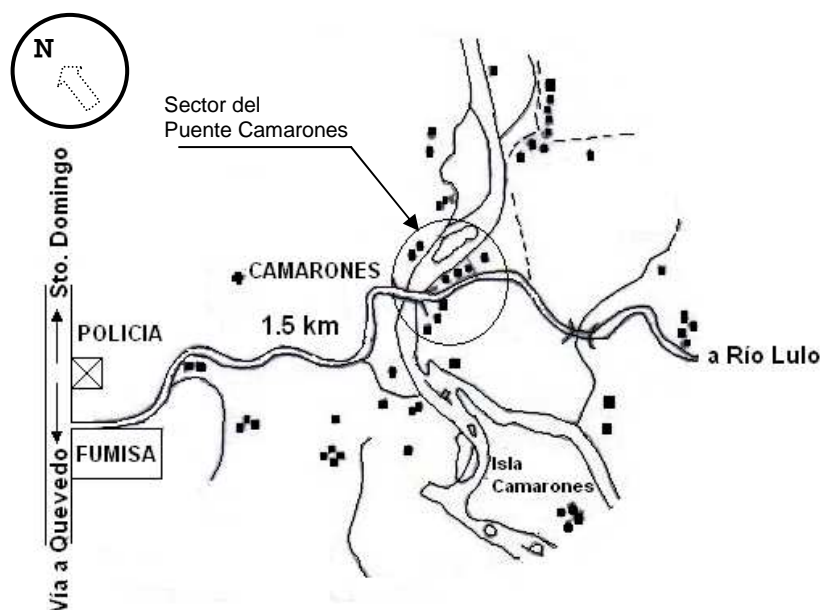


Figura 4. 1 Ubicación del Tipo a reparar “Puente Camarones”

#### 4.1.3 LOCALIZACIÓN

En el Km. 45 de la Vía Santo Domingo – Quevedo a 1.5 km de la Parroquia de Fumisa.

#### 4.1.4 FALLA DEL PUENTE<sup>56</sup>

Se conoce que la falla del puente Camarones ocurrió debido a las crecientes del caudaloso río Baba que se produjeron en el invierno del 2006, eso concibió que una de sus bases centrales se hunda, debido a la socavación local que se produjo en la estructura.

La fuerza del agua dañó la losa de rodadura, que está hundida en unos 50 centímetros.

#### 4.1.5 VISITA REALIZADA

Se realiza una visita al lugar del Puente Tipo a reparar “Puente Camarones” los días 15 y 16 de noviembre de 2008 y se efectúa el estudio preliminar del

<sup>56</sup> ANEXO 2. [www.eluniverso.com](http://www.eluniverso.com)

problema. Se encontró con la reparación del puente a cargo del Ing. Honorato Vásquez, la misma que consiste en la colocación de 8 pilotes de hormigón en cada extremo de la pila para la elevación del tablero hasta su nivelación, mediante un sistema hidráulico y la posterior eliminación de la pila actual, de esta forma la parte socavada en la cimentación de la pila queda libre, resistiendo así el peso de la superestructura los 8 pilotes añadidos.

Cabe resaltar que antes de la intervención del Ing. Honorato Vásquez, el Municipio de la Provincia de los Ríos había realizado por su parte la colocación de rocas y ripio alrededor del sitio de la pila socavada, consiguiendo de esta forma el desvío del cauce del río hacia las otras pilas, disminuyendo la fuerza de la corriente del río y dando protección a la pila.

Sin embargo para el pilotaje que se está llevando a cabo en la reparación, se está dando lugar a la retirada de este material ya que no se permite continuar con un adecuado trabajo para el pilotaje, como se muestra en las siguientes figuras.



**Figura 4. 2      Puente Camarones con la pila afectada, noviembre 2008.**



**Figura 4.3** Pilotaje realizado por el MTOP, noviembre 2008.

En la actualidad pasan vehículos de pasajeros, vehículos de carga y furgones bananeros y de piñas, deteriorando cada vez más la estructura de puente y poniendo en peligro la vida y bienes de los usuarios.

#### **4.1.6 ESTADO DEL PUENTE**

El Puente Camarones es de dos vías, las mismas que se encuentran en mal estado, con mayor deterioro sobre la zona de la pila asentada.

La cimentación de la primera pila presenta socavación, la misma que evidencia un asentamiento de 0.5 m<sup>57</sup>, razón por la que los tableros que se unen a esta pila se encuentran con una inclinación respecto al eje horizontal, como se muestra en las figuras 4.2. y 4.4.

---

<sup>57</sup> ANEXO 2. [www.elcomercio.com](http://www.elcomercio.com)



**Figura 4. 4 Vista longitudinal de la pila asentada, noviembre 2008**

#### **4.1.7 CAUSAS DE LA FALLA EN LA CIMENTACIÓN DE LA PILA DEL PUENTE CAMARONES**

##### **4.1.7.1 Estudio Preliminar para evaluar la Socavación<sup>58</sup>**

Cuando existen problemas en el cauce por socavación, se recomienda realizar un estudio que determine las causas y las soluciones de los problemas de erosión y sedimentación que afectan al puente.

Se recomienda que dicho estudio contenga los siguientes aspectos mínimos, como se muestra en la tabla 4.1

---

<sup>58</sup> Manual de Inspección Especial de SiPuCoL del INVIAS, Edgar Muñoz, Msc, Ing. Edgar Valbuena, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá-Colombia. Carrea 7 Nro. 40-62, pág. 8.

**Tabla 4. 1 Estudios para la determinación de socavación.**

ESTUDIO	CONTENIDO
Hidrológico	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Análisis de la cuenca hidrográfica.</li> <li>▪ Análisis de las precipitaciones y crecientes.</li> <li>▪ Determinación del caudal de diseño.</li> </ul>
Hidráulico	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Determinación de la velocidad media de la corriente y caudal.</li> <li>▪ Determinación de las líneas de corriente.</li> <li>▪ Determinación de los sedimentos.</li> <li>▪ Efecto de reducción en la sección hidráulica.</li> <li>▪ Alineamiento de las pilas dentro del cauce.</li> <li>▪ Obras de protección de cauces.</li> </ul>
Geológicos o Geomorfológicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Toma de información secundaria y de campo.</li> <li>▪ Evaluación de la estabilidad de cauces.</li> <li>▪ Aplicación de una foto aérea al estudio morfológico del río.</li> </ul>
Topográficos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Recopilación de toda información existente.</li> <li>▪ Reconocimiento de campo.</li> <li>▪ Levantamiento de campo.</li> </ul>
Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Reconocimiento de campo.</li> <li>▪ Exploración esquemática de sitio de ponedero.</li> <li>▪ Realización de sondeos, perforaciones y apiques.</li> <li>▪ Ensayos de laboratorio.</li> <li>▪ Elección del tipo de cimentación.</li> </ul>

**Fuente:** INVIAS, SICUPOL, Edgar Muñoz, Msc, Ing. Edgar Valbuena, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá-Colombia. Carrea 7 Nro. 40-62, pág. 8.

#### 4.1.7.2 Estudio Hidráulico del Puente Camarones<sup>59</sup>

- Caudal máximo de diseño 50 años =  $Q_{50} = 380 \text{ m}^3/\text{s}$
- Cota de diseño, superficie libre del agua = 101 m
- Velocidad estimada = 5m/s
- Gradiente = 3%
- Socavación = 2.7 m

<sup>59</sup> Plano original del Puente Camarones sobre el río Baba, contrato 2.1.4.270, Hoja 1 de 8, MOP, Abril 1985.

#### 4.1.8 ANÁLISIS DEL PROBLEMA

Como se mencionó, la causa de la falla de la cimentación fue la existencia de una socavación, dependiendo de si existió o no movimiento de sedimentos en el cauce. Es importante mencionar que dicha socavación es localizada es decir es una socavación de un cauce o zona de inundación que está localizada en una pila, estribo u otra obstrucción del flujo, según lo confirman expertos en temas de socavación en cimentaciones<sup>60</sup>.

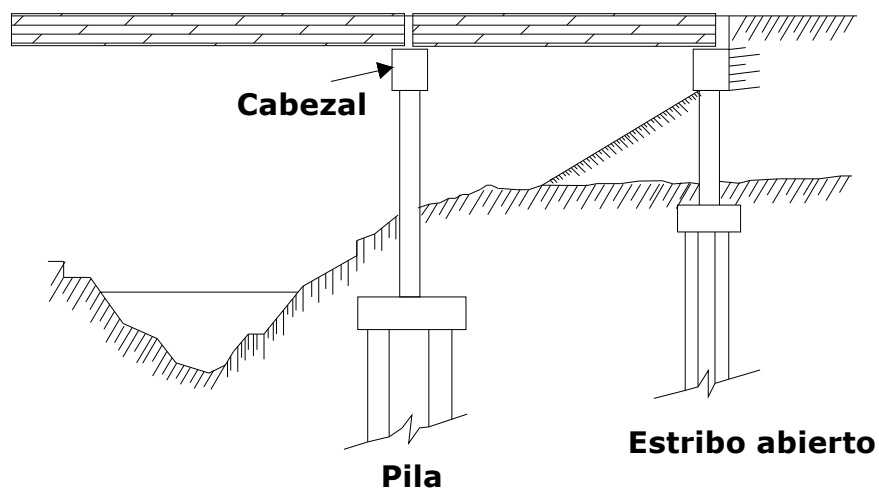
Es decir, cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Por lo expuesto anteriormente, y por los antecedentes de construcción del puente, se puede apuntar que la falla se produjo por una cimentación inadecuada que se dió en el diseño y construcción del mismo, según los estudios hidráulicos que arrojaba el río Baba.

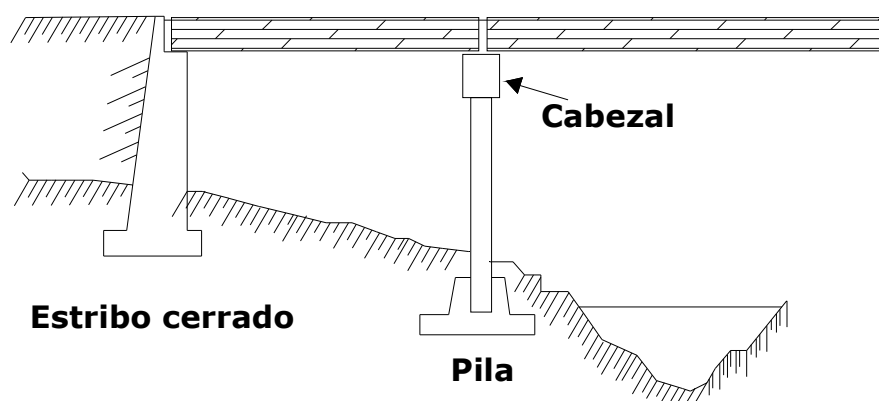
Según los antecedentes del tipo de suelo que presenta el río Baba, se debió realizar la construcción de una cimentación profunda es decir que presente una profundidad de cimentación elevada (varias decenas de metros) como es el caso de Caissons y Pilotes, en lugar de una cimentación superficial que no tienen una profundidad de cimentación demasiado elevada como es el caso de zapatas y losas de cimentación, como se muestra en las figuras 4.5 y 4.6.

---

<sup>60</sup> Ing. Castro; Jefe del departamento de la facultad de ingeniería civil de la E.P.N.,  
Ing. Mario Gonzales; Jefe del departamento de proyecto del MOPT,  
Ing. Wilson Valverde; Profesor de la Cátedra de Suelos y Cimentaciones de la E.P.N.  
Ing. Ponce; Profesor de la Cátedra de Estructuras y Puentes de la Facul. de Ing. Civil, E.P.N



**Figura 4.5** Esquema Cimentación Profunda – Cimentación Indirecta



**Figura 4.6** Esquema Cimentación Superficial – Cimentación Directa

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar el efecto erosivo de socavación es de fundamental importancia en el diseño de una cimentación superficial para puentes, pues la falla de esta, conlleva a la destrucción total o parcial de la estructura, además que complican seriamente los procedimientos de reconstrucción, sobre todo en el aspecto económico en países como es el caso de Ecuador.



#### **4.1.9 CONSIDERACIONES PARA LA REPARACIÓN DE LA CIMENTACIÓN SOCAVADA (INFRAESTRUCTURA)**

La reparación del problema de cimentación de la pila no es el objetivo del presente proyecto, debido a que este procedimiento le concierne al área de Ingeniería Civil.

Sin embargo se presenta un procedimiento claro en el que se explica una solución para el problema de cimentación.

##### **4.1.9.1 Proceso de la Recimentación para la Pila**

La recimentación de la estructura de la pila socavada es planteada para transmitir las cargas que actúan sobre el puente. Para cumplir con este requerimiento se describe el proceso de recimentación de la pila socavada.

###### *4.1.9.1.1 Construcción de los Recintos Estancos<sup>61</sup>*

Su ejecución consiste en aislar del agua la zona determinada donde se va a situar la cimentación de la pila en el fondo de un río para facilitar el trabajo en seco como se observa en las figuras 4.7 y 4.8.

Esta estructura puede ser elaborada de cualquier material que evite la penetración del líquido en la zona de reparación.

Una vez construido un recinto estanco se puede proceder de dos modos: primeramente se puede agotar el agua del interior del recinto y trabajar en seco bajo la cota del agua del río o de la superficie de agua; por otra parte, se puede optar por rellenar la zona estanca y construir sobre esta la reparación de la cimentación.

---

<sup>61</sup> <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3284/11/53977-11.pdf>



**Figura 4.7** Recintos estancos para recimentación de pilas



**Figura 4.8** Sheet Pile o tablestacados en pilas

#### 4.1.9.1.2 Procedimientos para la Construcción de la Recimentación<sup>62</sup>

Entre los procedimientos pasivos más utilizados se pueden citar los siguientes:

- Refuerzo con concreto armado.
- Refuerzo con concreto proyectado.
- Refuerzo con adición de Placas y Perfiles metálicos.

---

<sup>62</sup> [www.construaprende/tesis05.com](http://www.construaprende/tesis05.com)

Entre las aplicaciones del refuerzo con concreto armado se puede citar:

- **Refuerzo de pilares mediante recrecido de los mismos.**

En todos los casos se ha de garantizar el trabajo conjunto del concreto existente y del refuerzo, la limpieza de la superficie de unión, utilización de conectores y la aplicación de una resina especial.

Prácticamente solo se recomienda el sistema por vía seca, ya que la vía húmeda proporciona un concreto de peor calidad (menor resistencia, menor adherencia, mayor retracción y menor compacidad). El personal es altamente especializado.

Los procedimientos activos de refuerzos son realizados mediante el empleo del pretensado, gatos planos, predeformaciones de placas, etc. De todos ellos el empleo de las técnicas y elementos de pretensado es el más versátil y utilizado.

En las cimentaciones tiene mucha aplicación en los casos de:

- Refuerzos de zapatas con armaduras y dimensiones insuficientes.
- Transmisión de cargas de unos elementos defectuosos o insuficientes, por ejemplo, pilotes, a otros nuevos.
- Y en cimentaciones ya realizadas cuando el suelo es excesivamente deformable para transferir la carga del terreno a otros elementos de cimentación profunda.

Solucionado el problema de la cimentación de la pila socavada se incurren las alternativas que se presentan para la reparación de la superestructura mediante el reemplazo de sistemas estructurales de acero.

## 4.2 CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE ACERO VS HORMIGÓN<sup>63</sup>

### 4.2.1 VENTAJAS DE PUENTES CON ACERO ESTRUCTURAL

- **Uniformidad**

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

- **Alta Resistencia**

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica poco peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros y en estructuras con malas condiciones en la cimentación.

- **Durabilidad**

Las estructuras de acero durarán de forma indefinida si se tiene un adecuado mantenimiento, en los aceros modernos bajo ciertas condiciones no se requiere casi ningún tipo de mantenimiento a base de pintura.

- **Ductilidad**

La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.

- **Tenacidad**

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad.

- **Elasticidad**

En comparación con la mayoría de materiales el acero se acerca más a las hipótesis de diseño, debido a que sigue la Ley de Hooke hasta esfuerzos

---

<sup>63</sup> AGUIRRE Cristhian; Análisis Técnico Económico entre proyectos de Construcción de Estructura Metálica y Hormigón Armado para Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Junio 2008.

bastante altos, por tanto los momentos de inercia de una estructura de acero, pueden determinarse en forma exacta, contrario a los valores obtenidos para una estructura de concreto en donde son relativamente imprecisos.

- **Costo de Recuperación**

Las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero. Otras ventajas importantes del acero estructural es la facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.

- **Rapidez de montaje.**

Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños y formas.

#### **4.2.2 DESVENTAJAS DE PUENTES CON ACERO ESTRUCTURAL**

- **Costo de Mantenimiento**

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire y, por consiguiente, se debe pintar periódicamente.

- **Corrosión**

El acero expuesto al medio ambiente sufre la acción de agentes corrosivos por lo que se debe recubrir siempre con esmaltes primarios anticorrosivos.

- **Fatiga**

La resistencia del acero puede verse afectada si se somete a un gran número de acciones cíclicas, aquí existe inversiones de la dirección de los esfuerzos, o bien cambios de magnitud del esfuerzo de tensión. En la práctica se puede reducir las resistencias estimadas de estos miembros, si se sabe que están sometidos a un número de ciclos mayor de esfuerzos variables que cierto número límite.

- **Susceptibilidad al pandeo**

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso,

pero al utilizarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

- **Fractura Frágil**

El acero puede perder su ductilidad bajo ciertas condiciones y la falla frágil puede llegar a ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas producen fatiga y las bajas temperaturas contribuyen a agravar la situación.

#### **4.2.3 VENTAJAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO**

- **Durabilidad.**

La durabilidad del hormigón se comporta satisfactoriamente frente a las acciones físicas o químicas agresivas y protege adecuadamente las armaduras y demás elementos metálicos embebidos en el hormigón durante la vida de servicio de la estructura.

- **Versatilidad de Forma**

El material se adapta a cualquier forma y diseño debido a que su colocación en la estructura se lo hace en estado líquido y se acomoda perfectamente a los más complejos requerimientos arquitectónicos.

- **Costos de Mantenimiento**

Debido a las propiedades en sí del hormigón se requiere mínimo o ningún tipo de mantenimiento, esta ventaja es esencial en comparación con el acero que necesita un adecuado mantenimiento para alargar la vida útil de la estructura.

- **Resistencia al Fuego**

Al estar conformado por material refractario, posee una alta resistencia a altas temperaturas.

#### 4.2.4 DESVENTAJAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

- **Relación Peso-Estabilidad**

Representa una de las principales desventajas que tiene una estructura de hormigón armado ya que para la construcción de puentes de grandes luces, se requiere del dimensionamiento de sus elementos con mucho mayor volumen, para dar la estabilidad necesaria, lo que representa evidentemente un incremento considerable del peso propio.

- **Resistencia a la Tracción**

La resistencia a la tracción del hormigón es casi nula, por tal motivo se tiene la necesidad de introducir elementos de refuerzo que le brinden esta propiedad, para soportar las cargas, estos elementos son de acero estructural.

- **Tiempo de Ejecución**

Para este tipo de construcción se necesita periodos para el fraguado del hormigón, y de sus componentes, ya que es necesario que estos adquieran las propiedades adecuadas para poder someterse a cargas posteriores, los mismos que representan considerables tiempos muertos dentro de la ejecución.

#### 4.2.5 ALCANCES DEL PROYECTO.

Los alcances del proyecto de diseño para la reparación del Puente tipo “Puente Camarones sobre el río Baba” se presenta a continuación:

##### 4.2.5.1 Reparación Parcial de la Subestructura

###### 4.2.5.1.1 Estructura de acero en la sección superior de la pila de hormigón afectada

Reparación de la pila del puente mediante el diseño de una estructura de acero, que permita aumentar el espacio entre la pila asentada y tablero, que en este caso es: **0,5 [m]**; se coloca en la parte superior de la pila, permitiendo que el tablero de acero se asiente sobre dicha estructura.

Con esta alternativa planteada se proyecta:

- ✓ Garantizar un sistema para futuras socavaciones.

#### 4.2.5.1.2 Reparación de la Superestructura (Tramos afectados por la pila asentada)

Se desarrolla un diseño apropiado para la reparación del Puente Camarones mediante la instalación de sistemas estructurales de acero, se basa en tres alternativas, que son:

- **ALTERNATIVA 1**

Reparación de la superestructura mediante el reemplazo de las vigas de hormigón postensadas con vigas "I" de acero (sistema tipo trabe) y emparrillado abierto de acero (Tablero). (Ver las figuras 4.9, 4.10 y 4.11)

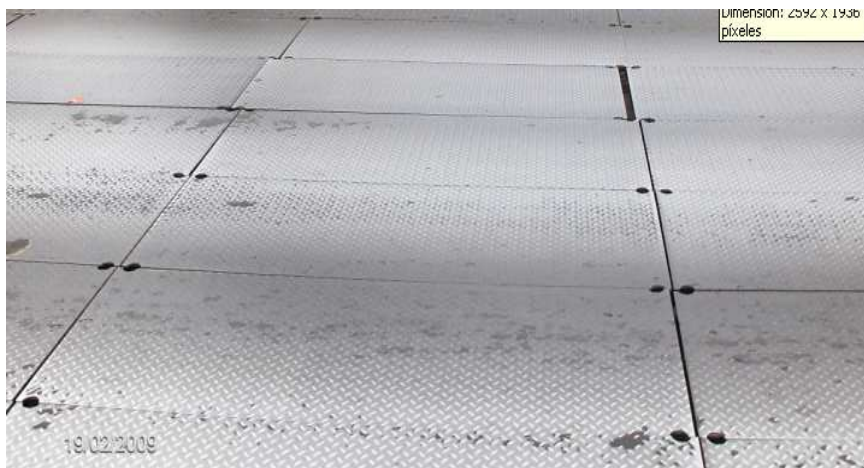


Figura 4. 9 Capa de rodadura Tipo de acero corrugado del el emparrillado de acero



Figura 4. 10 Tableros Tipo de acero que conforman el emparrillado del puente





Figura 4. 11 Ejemplo de una dovela de acero (Viga Tipo Trabe)

### VENTAJAS

- ✓ Aligeramiento del peso propio del tablero.
- ✓ Refuerzo de los tableros mediante la colocación de estructuras de acero.
- ✓ Facilidad de remoción de tableros para mantenimiento y reparaciones.
- ✓ Aligeramiento en sí de la superestructura.
- ✓ Mayor resistencia de cargas vivas de camión.
- ✓ Mayor vida útil del puente, ya que las propiedades del acero no cambian considerablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.
- ✓ Rapidez de montaje.

### DESVENTAJAS

- ✓ Costo relativamente alto en suministro.
- ✓ Mayor costo en mantenimiento por presencia de corrosión.
- ✓ La resistencia del acero puede verse afectada si se somete a un gran número de acciones cíclicas, existe inversiones de la dirección de los esfuerzos, o bien cambios de magnitud del esfuerzo de tensión.
- ✓ Suceptibilidad de pandeo

## ▪ ALTERNATIVA 2

Reparación de la superestructura mediante la sustitución del sistema estructural de armadura y tablero de hormigón. (Ver la figura 4.12)

Tablero Hormigón

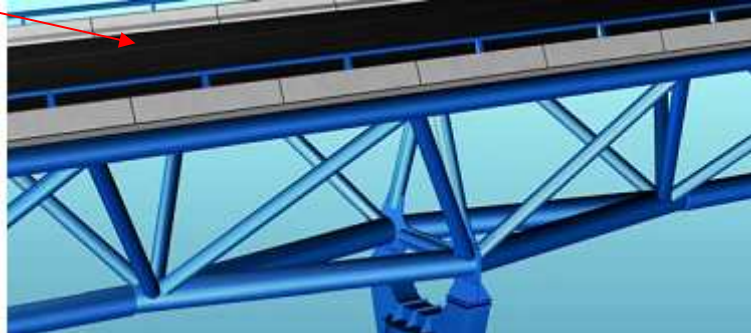


Figura 4. 12 Puente tipo de Armadura de paso superior y tablero de hormigón

## VENTAJAS

- ✓ Estructura liviana
- ✓ Minimiza los esfuerzos debido a carga de viento ya que permite su paso por el interior de ella.
- ✓ Versatilidad para su transportación.
- ✓ Facilidad de montaje, debido que se puede usar equipo liviano.
- ✓ Provee gran capacidad de carga para cantidades de acero relativamente pequeñas.
- ✓ Los paneles al tener pendientes de las diagonales entre  $40^\circ$  y  $60^\circ$  con la horizontal hace que su diseño sea más económico.
- ✓ El espaciamiento más angosto de las armaduras permiten menores pilas, por ende contribuye a la economía global del puente.

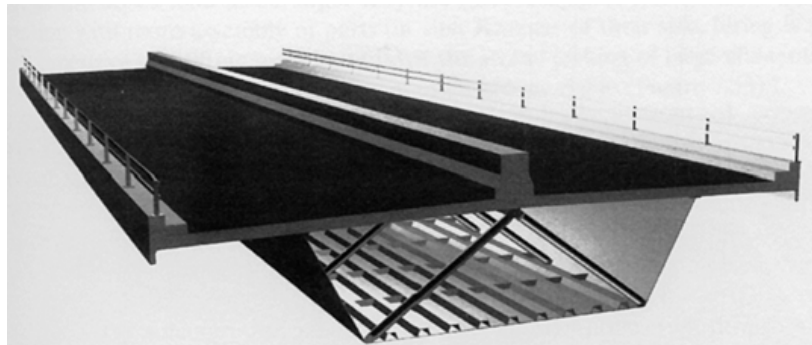
## DESVENTAJAS

- ✓ Complejidad en el diseño y la fabricación.
- ✓ Para este caso no se puede utilizar la relación de peralte a claro óptima.
- ✓ Requiere mucha elaboración para el ensamble de conexiones por medios mecánicos, en la obra es un proceso de trabajo intensivo, lo cual tiene a contrarrestar algo de ahorro en acero.

- ✓ Rara vez son económicas para puentes de carreteras con luces de menos de unos 137m.
- ✓ El costo de un tramo de armadura aumenta rápidamente con el aumento de la luz.
- ✓ Los requerimientos hidráulicos tienden a desbalancear el costo en sentido de mayores costos de superestructura.
- ✓ Cuando los paneles llegan a ser demasiado largos, el costo del sistema de piso aumenta en forma considerable, lo cual transmiten a la armadura cargas muertas más pesadas.
- ✓ La soldadura dependiendo del tipo de armadura que se diseñe resulta ser costosa.

### ▪ **ALTERNATIVA 3**

Reparación de la superestructura mediante la sustitución de las vigas de hormigón postensadas originales con vigas tipo Cajón de acero y tablero ortotrópico. (Ver la figura 4.13)



**Figura 4. 13** Puente Tipo con vigas tipo cajón y tablero ortotrópico

### **VENTAJAS**

- ✓ Ofrecen una apariencia atractiva.
- ✓ La forma de cajón es más efectiva para resistir torsión que las formas en vigas esbeltas armadas y laminadas.
- ✓ La resistencia a la corrosión es más alta que en puentes de vigas esbeltas armadas y vigas laminadas,
- ✓ La alta rigidez ayuda al tablero a distribuir las cargas en forma transversal.

## **DESVENTAJAS**

- ✓ Estructura pesada
- ✓ Son altamente costosas si la luz del puente resulta ser pequeña.
- ✓ La alta rigidez torsional de las vigas cajón hacen este tipo de construcción preferible para puentes con vigas curvas.
- ✓ Mano de obra cara debido a que se requiere un soldador calificado para su construcción.

## **4.3 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA EL DISEÑO**

### **4.3.1 CRITERIO PARA LA SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA**

Para la determinación de los parámetros que intervienen en el diseño de la superestructura planteada, se considera las necesidades, requerimientos y condiciones de uso a la que va a estar sometida la estructura. Los parámetros que se considera para el diseño son los siguientes:

- Fiabilidad
- Costos
- Peso de la estructura
- Estética
- Disponibilidad de materiales
- Procesos
- Montaje
- Mantenimiento

#### **4.3.1.1 Fiabilidad**

Debido a que existe en el mercado varios tipos de estructuras metálicas de diferentes formas, medidas y capacidades, este estudio se encamina a realizar un diseño que cumpla con los requerimientos y necesidades que implica la utilización del puente por vehículos y cargas de transporte de una

manera óptima, asegurando así que sus elementos constitutivos no dificulten la habilitación del puente.

#### **4.3.1.2 Costos**

El proyectista debe procurar construir una obra que cumpla con los requerimientos que el usuario demande, tomando en cuenta que los costos de fabricación no impida la calidad del material a utilizarse en la obra. Se proyecta para una vida útil mayor por lo tanto la reducción de los costos de fabricación se verán reflejados cuando a futuro el mantenimiento de la obra, no superen los costos de fabricación.

#### **4.3.1.3 Peso de la estructura**

Este parámetro es muy importante en el diseño, ya que el peso y dimensiones de la estructura está relacionado directamente con el costo de la misma. La intención es entonces el diseño de una estructura que no sea sobredimensionada y a su vez pesada, sin dejar a un lado algo que es de vital importancia como es la seguridad y confiabilidad, ya que existe la presencia de vidas humanas transitando por su parte superior.

#### **4.3.1.4 Estética**

En la actualidad influye mucho este factor ya que los puentes carreteros cada vez requieren que sean vistosos y atractivos para que la gente, además de utilizarlo como paso vehicular, concurra a dichos espacios a realizar una determinada visita de los distintos lugares turísticos que existen en el país.

#### **4.3.1.5 Disponibilidad de Materiales**

Para la construcción de esta estructura se considera utilizar materiales resistentes y además que se pueda encontrar en el mercado local, el material base para la construcción del presente proyecto es el acero estructural conformado en frío ASTM A-588 para la construcción de dovelas y acero A-36

para baranda y andén. Se utilizan así perfiles metálicos que soporten los requerimientos de peso y fuerzas que intervienen en el diseño.

Para la selección de los elementos antes citados se usa catálogos, considerando la disponibilidad de los productos en el mercado local, también se requiere pernos que sirven para anclaje, refuerzo y protección.

#### **4.3.1.6 Procesos**

Solo se utiliza procesos de fabricación convencionales, estas son:

- Trazado
- Cortado
- Soldadura
- Ensamble
- Acabado

Todos estos procesos se los realiza en un orden lógico, conforme lo señalan los planos de fabricación. Estos procesos son convencionales para no tener la dificultad de la no disponibilidad de estos en el medio local.

#### **4.3.1.7 Montaje**

Se toma en cuenta mucho este factor al momento de escoger la estructura metálica debido a que una viga ha de presentar cierta facilidad al momento de ser ensamblada y montada en in sitio específico, permitiendo así optimizar al máximo el tiempo y reduciendo costos de producción.

#### **4.3.1.8 Mantenimiento**

Las tareas de conservación de la estructura son de suma importancia debido a que se deben llevar a cabo con una periodicidad fija o de que haya que efectuarlas sólo cuando la evolución del estado del elemento a conservar lo demande.

Se puede clasificar en ordinarias (se refieren básicamente a la de inspección, limpieza y pintura) y extraordinarias (abarcán un amplio campo que va desde la rehabilitación de la estructura de acero degradado hasta la renovación de elementos de equipamiento).

#### 4.4 PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS

A continuación se presenta las siguientes alternativas de estructuras metálicas a ser empleadas como sistema de reemplazo para la superestructura del puente que son consideradas en estudio.

##### 4.4.1 ESTRUCTURA TIPO TRABE




Se hace el estudio de este sistema estructural debido a que constituyen elementos muy resistentes frente a elevadas cargas cortantes, también poseen un comportamiento especial de “Post- Pandeo”, que ayuda a que mantenga su resistencia dentro del límite de fluencia del material.

##### 4.4.1.1 Diseño de los elementos de la superestructura

###### 4.4.1.1.1 Vigas

Las vigas son el elemento estructural más importante en el diseño de un puente. La recomendación general sobre qué sección se utiliza para determinados claros a cubrir se da en la Tabla 4.2, donde se presenta límites razonables de aplicabilidad de las secciones más comunes usadas en Ecuador.

Tabla 4. 2 Selección recomendadas para distintos claros

Sección	Claro (m)
	L<8
	6 a 20
	10 a 25
	15 a 35
	20 a 40

Fuente: <http://www.miliarium.com/Puentes/Clasificación.htm>

El peralte de estas secciones varía, según el claro y disponibilidad en el mercado. Las vigas se diseñan para resistir solo las cargas verticales muertas y vivas. El dimensionamiento del elemento se basa en su comportamiento ante cargas de servicio comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes, tomando en cuenta las pérdidas, como muestran las figuras 4.14 y 4.15.

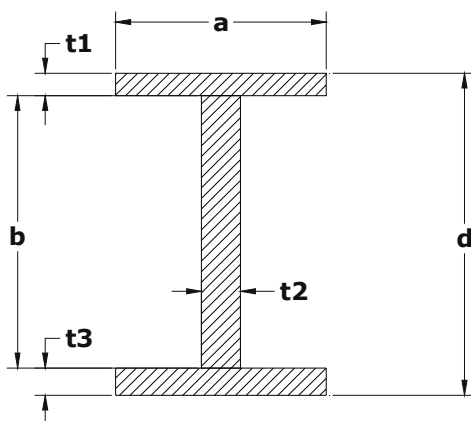


Figura 4. 14 Prediseño de una viga tipo "I".

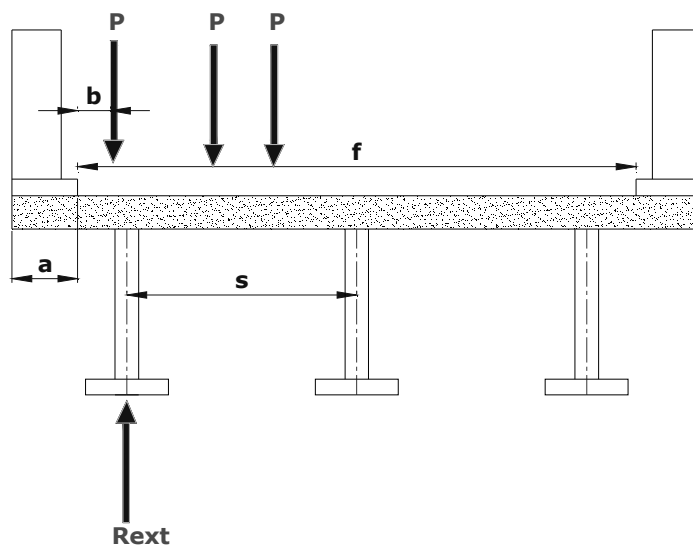


Figura 4. 15 Distribución de carga de una viga tipo "I".

Un efecto importante en la resistencia de los travesaños armados, constituye el llamado "Campo de tensión", se denomina de esta forma porque cuando la viga se encuentra sometida a la acción de fuerzas cortantes y momentos flectores, que exceden los niveles de esfuerzos permisibles, la viga comienza a pandearse este efecto es también conocido como pandeo inicial, sin que ocurra un colapso total.



- Tipos de pandeo:
  - ✓ Pandeo por cortante o diagonal.
  - ✓ Pandeo por flexión o diagonal.
  - ✓ Pandeo por aplastamiento.
  - ✓ Pandeo bajo la acción de esfuerzos combinados.

#### 4.4.1.2 Pandeo en el alma de una trabe<sup>64</sup>

Las traveses que poseen alma delgada si no se encuentran atiesadas ofrecen una baja resistencia al pandeo. En base a la razón  $\frac{\text{peralte}}{\text{espesor}} = \frac{h}{t}$ , se puede encontrar los esfuerzos críticos definidos en base a los siguientes criterios: por cortante, por flexión, por aplastamiento, y por combinación de esfuerzos.

Cuando ocurre el pandeo local, una parte de la sección transversal generalmente la placa más delgada falla por inestabilidad local antes que la sección completa gire o deslice, reduciéndose la resistencia del miembro. La teoría del comportamiento de una placa central que conforma el alma de una trabe bajo diversas condiciones de carga.

Cuando la placa rectangular plana está sometida bajo la acción de una carga de compresión distribuida, se presenta fallas de pandeo cuando alcanza un nivel de esfuerzo crítico  $f_{cr}$ . (Ver la figuras 4.16 y 4.17)

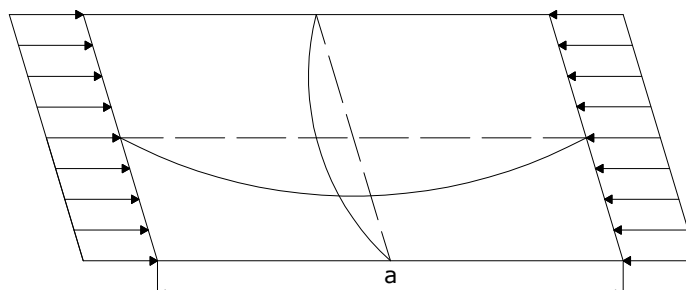


Figura 4. 16 Ejemplo todos los bordes articulados

<sup>64</sup> ANDRADE N. Iván Patricio; Modelo Estructural de un Puente Metálico Empleando Traveses Armados; Tesis Ing. Mecánica; Agosto 1997.

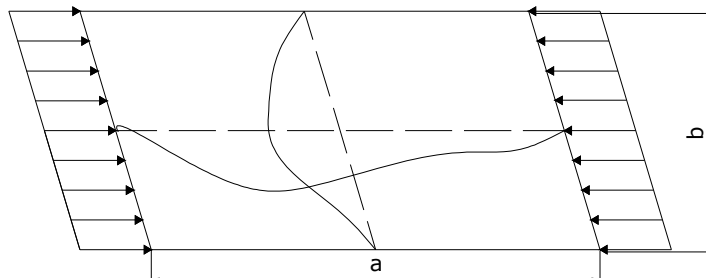


Figura 4. 17 Ejemplo todos los bordes empotrados

Al realizar una analogía para miembros esbeltos prismáticos, se tiene que la magnitud del esfuerzo elástico de pandeo  $f_{cr}$  puede expresarse como:

$$f_{cr} = \frac{c * \pi^2 * E_p}{\left(\frac{a}{\pi}\right)^2} = \frac{c * \pi^2 * E_p}{12(1-u^2)} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad \text{EC: 4. 1}$$

Donde;

$c$  = Coeficiente que depende de las restricciones de borde, y de la relación (b/a)

$E_p$  = Módulo de elasticidad equivalente de una placa en flexión.

Se considera una placa rectangular mucho más larga que la anterior ésta presentará varios nodos de ondulación, se flexiona con un cierto número de ondas, de tal forma que cada una de ellas sea aproximadamente de ancho "b" en la placa original.

Los esfuerzos que alcanzará bajo ésta disposición en particular, se presentará más sensitiva a las variaciones ocurridas en la longitud "b", que a los cambios ocurridos en "a".

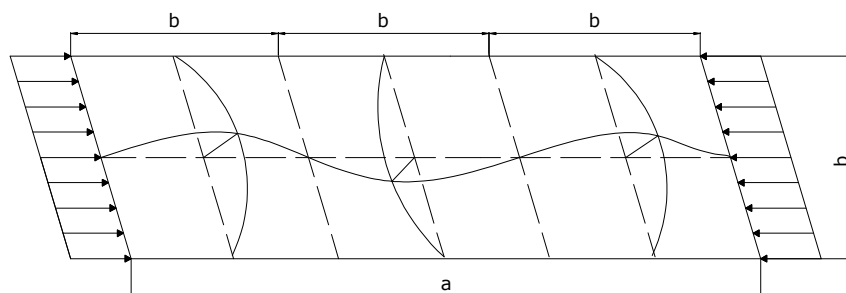


Figura 4. 18 Ejemplo de Pandeo de una placa rectangular larga.

Luego del esfuerzo crítico de pandeo, es:

$$f_{cr} = \frac{c * \pi^2 * E_p}{\left(\frac{a}{\pi}\right)^2} = \frac{c * \pi^2 * E_p}{12(1-u^2)} \left(\frac{t}{a}\right)^2 = k_c E * \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{EC: 4. 2}$$

$k_c$  = Coeficiente que depende de las restricciones de borde, de la relación  $\left(\frac{b}{a}\right)$

y del coeficiente de Poisson.

De las investigaciones realizadas se ha encontrado que cuando la relación  $\left(\frac{a}{b}\right) \geq 3,0$ , el valor de  $k_c$  varía sólo ligeramente con cambios ocurridos en la razón anterior. Se puede tabular la magnitud de  $k_c$  para un material en particular, como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 4. 3** Valores de  $k_c$  para placas delgadas rectangulares sometidas a compresión uniforme.

<b>Valores de <math>k_c</math> para placas delgadas rectangulares sometidas a compresión uniforme</b>	
<b>Condición de Borde</b>	$k_c$
Ambos bordes ligeramente apoyados	0,9
Un borde libre y otro apoyado	0,72
Ambos bordes empotrados	0,58
Un borde libre, y otro apoyado en cantiliver	1,8
Un borde empotrado, y el otro en cantiliver	1,89

**Fuente:** ANDRADE N. Iván Patricio; Modelo Estructural de un Puente Metálico empleando Trabes Armados; Tesis Ing. Mecánica; Agosto 1997

Se puede aumentar la rigidez de las placas empotrando sus lados longitudinales. En el diseño estructural se aconseja que la geometría de las placas sea tal, que no ocurra el pandeo elástico hasta que el esfuerzo crítico llegue al punto de fluencia del material; estableciéndose la siguiente condición:

$$f_{cr} = k_c * E * \left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq F_y \quad \text{EC: 4. 3}$$

Se despejando la relación  $\frac{t}{b}$  a partir de la inecuación, y reemplazando para una placa empotrada se tiene:

$$\sqrt{\frac{k_c * E}{F_y}} = \sqrt{\frac{0.31 * 29.000 \text{ ksi}}{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{F_y}} \geq \frac{b}{t}; (F_y \text{ en ksi}) \quad \text{EC: 4.4}$$

En unidades de sistema internacional:

$$\sqrt{\frac{k_c * E}{F_y}} = \sqrt{\frac{0.31 * 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{F_y}} = \frac{800}{\sqrt{F_y}} \geq \frac{b}{t}; (F_y \text{ en kg/cm}^2) \quad \text{EC: 4.5}$$

De manera similar a lo expuesto anteriormente se determina los esfuerzos críticos debidos a las diferentes acciones:

$$\text{Por cortante: } f_{v,cr} = k_v * E * \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{EC: 4.6}$$

$$\text{Por flexión: } f_{b,cr} = k_b * E * \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{EC: 4.7}$$

$$\text{Por compresión: } f_{cr} = k_w * E * \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{EC: 4.8}$$

Cuando se considera que las placas se encuentran atiesadas por elementos estabilizadores del alma, el esfuerzo crítico es difícil establecer, su magnitud puede ser evaluada a través de la relación:

$$f_{cr} = k_w * E * \left(\frac{t}{b}\right)^2 + 3.6 * E * \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad \text{EC: 4.9}$$

Los respectivos coeficientes se obtienen a partir de la tabla 4.4

**Tabla 4.4** Valores de K para Placas Rectangulares Delgadas y Largas sometidas a Esfuerzos Cortantes y Momentos Flectores.

Valores de K para Placas Rectangulares Delgadas y Largas sometidas a Esfuerzos Cortantes y Momentos Flectores		
Condición	$K_v$	$K_b$
Todos los bordes libremente apoyados	4,8	21,5
Todos los bordes empotrados	8,1	35,7

**Fuente:** ANDRADE N. Iván Patricio; Modelo Estructural de un Puente Metálico empleando Trabes Armados; Tesis Ing. Mecánica; Agosto 1997

Los valores de  $k_v$  en placas con geometría ( $\frac{a}{b} \neq 1.0$ ), se pueden aproximar por medio de las expresiones:

$$\text{Modo 1: } k_v = 4.8 + 3.6 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad \text{EC: 4. 10}$$

$$\text{Modo 2: } k_v = 8.1 + 5.0 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad \text{EC: 4. 11}$$

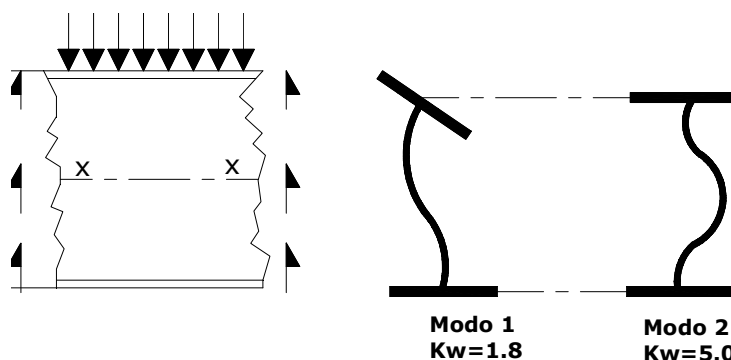


Figura 4. 19 Ejemplo de pandeo de vigas "I".

Los puntos cercanos a localizaciones de cargas se pueden combinar como el pandeo bajo estas circunstancias, y se puede estimar mediante la siguiente ecuación empírica:

$$\frac{f_c}{f_{c,cr}} + \left(\frac{f_b}{f_{b,cr}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{f_{v,cr}}\right)^2 \leq 1.0 \quad \text{EC: 4. 12}$$

Donde los subíndices c, b, v, designan compresión, flexión, y cortante respectivamente; mientras que "cr" representa esfuerzo crítico de pandeo.

Se emplea las relaciones establecidas en la ecuación 4. 12, asumiendo un

factor de seguridad ( $n=1.5$ ), los límites permisibles para la razón:  $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$  es:

$$\text{Por Cortante: } \frac{h}{t} \leq \frac{2.590}{\sqrt{F_v}}; (F_v \text{ en } \frac{Kg}{cm^2}) \quad \text{EC: 4. 13}$$

Por Flexión:  $\frac{h}{t} \leq \frac{5.490}{\sqrt{F_b}}; (F_b \text{ en } \frac{Kg}{cm^2})$  **EC: 4. 14**

Por Compresión:  $\frac{h}{t} \leq \frac{1.870}{\sqrt{F_c}}; (F_c \text{ en } \frac{Kg}{cm^2})$  **EC: 4. 15**

Se determina la razón:  $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$ , más idóneo en un trabe no atiesado, se

reemplaza las respectivas magnitudes en la expresión:

$$\frac{f_c}{2 * E * \left(\frac{t}{h}\right)^2} + \left(\frac{f_b}{21.5 * E * \left(\frac{t}{h}\right)^2}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{4.8 * E * \left(\frac{t}{h}\right)^2}\right)^2 \leq 1.0$$
 **EC: 4. 16**

Se realiza simplificaciones, y agrupando términos semejantes:

$$\left(\frac{h}{t}\right)^4 + \frac{10.650 * E * f_c}{46 * f_b^2 + 925 * f_v^2} * \left(\frac{h}{t}\right)^2 \leq \frac{21.300 * E^2}{46 * f_b^2 + 925 * f_v^2}$$
 **EC: 4. 17**

Los términos  $f_b, f_v, f_c$ , corresponden a los esfuerzos reales de trabajo a los que se halla sometido el trabe, un diseño económico de una viga en particular involucra la alternativa matemática de la ecuación anterior.

#### 4.4.1.3 Resistencia de las Trabes atiesadas

Se considera que el alma del trabe armado debe poseer un espesor lo suficientemente robusto para que por sí solo resista la acción de la fuerza cortante, como muestra la figura 4.20; de esta forma el nivel de esfuerzos por compresión será inferior al esfuerzo elástico de pandeo:

$$f_{c,cr} = \frac{\pi^2 * E}{12(1-u^2)} * \left(\frac{t}{h}\right)^2 = 1.84 * 10^6 \left(\frac{t}{h}\right)^2$$
 **EC: 4. 18**

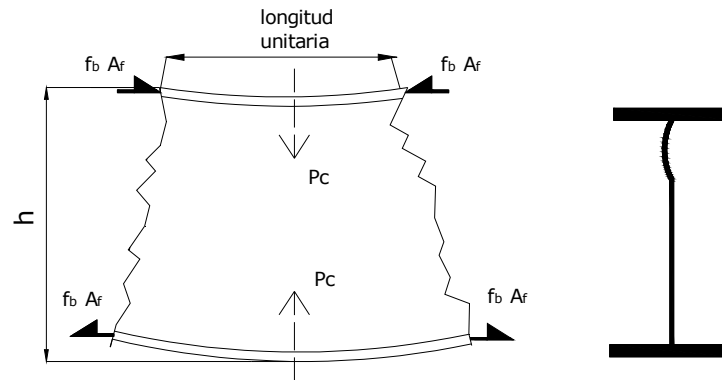


Figura 4. 20 Esquema de la resistencia de traveses atiesados.

Por otra parte, el esfuerzo de compresión vertical debido a la curvatura del patín es:

$$f_c = \frac{P_c}{t} = \frac{f_b \times A_f \times \phi}{t} = \frac{f_b \times A_f \times 2 * \frac{E_f}{h}}{t} = 2 * E_f * f_b * \left( \frac{A_f}{A_w} \right) \quad \text{EC: 4. 19}$$

Se sustituye la expresión de la ecuación 4.19 y se despeja la razón:  $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$ ,

se obtiene:

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{1.84 \times 10^6}{2 * f_b * E_f} \times \frac{A_w}{A_f}} \quad \text{EC: 4. 20}$$

La ecuación anterior establece la relación  $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$ , en función de variables

aún no establecidas; en general para el desarrollo de expresiones que requieren en primera instancia de suposiciones se adopta valores iniciales que generen un lazo de iteraciones, así por ejemplo se adopta los siguientes criterios:

El valor mínimo de  $\frac{A_w}{A_f} = 0.5$

El valor máximo de  $f_b$  se toma como  $F_y$

El valor de la deformación unitaria máxima  $E_f$  en los patines depende de los esfuerzos residuales debido a la fabricación, para fines de evaluación se adopta el siguiente valor:

$$E_f = \frac{F_y + f_r}{E}$$

EC: 4. 21

Donde;

$$f_r = 1160 \text{ kg/cm}^2$$

Se sustituye la ecuación 4.21, los límites máximos para la razón h/t en traves armados es:

$$\frac{h}{t} \leq \frac{984.000}{\sqrt{F_y(F_y + 16,50)}}; F_y \quad \text{en} \quad \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{EC: 4. 22}$$

Si el diseño emplea relaciones (Peralte / Espesor) superiores a los valores permisibles establecidos en la ecuación 4.23 es necesario emplear atiesadores longitudinales que aumenten la estabilidad lateral del alma.

**Tabla 4. 5** Relaciones Mixtas  $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$

Relaciones Mixtas $\frac{\text{Peralte}}{\text{Espesor}}$					
$F_y \left( \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$	2,320	2,500	2,950	2,230	3,520
$\frac{h}{t}$	345	350	282	260	243

**Fuente:** ANDRADE N. Iván Patricio; Modelo Estructural de un Puente Metálico Empleando Traves Armados; Tesis Ing. Mecánica; Agosto 1987

#### 4.4.1.4 Tableros de Emparrillado Metálico<sup>65</sup>

Los tableros de emparrillado deben estar compuestos por elementos principales que se extienden entre vigas, vigas longitudinales o vigas transversales y elementos secundarios que interconectan y se extienden entre los elementos principales. Los elementos principales o secundarios pueden formar un patrón rectangular o diagonal y deben estar firmemente unidos entre sí.

<sup>65</sup> AASHTO LRFD 2005, Edición interina TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS pág 9-19.



#### 4.4.1.5 Pisos de Emparrillado Abierto

Los pisos de emparrillado abierto se deben conectar a los elementos de apoyo mediante soldaduras o conexiones mecánicas en cada elemento principal.

Si para realizar esta conexión se utilizan soldaduras, es permitido utilizar una soldadura de 75 mm de longitud a un solo lado o bien una soldadura de 40,0 mm de longitud a cada lado del elemento principal.

A menos que haya evidencia que indique lo contrario, las soldaduras en los pisos de emparrillado abierto son consideradas como detalles Categoría E, y se deben aplicar los requisitos del Artículo 6.6.

Los extremos y bordes de los pisos de emparrillado abierto que pudieran estar expuestos al tránsito vehicular deben estar soportados mediante barras de cierre u otros medios efectivos.

#### 4.4.1.1 Emparrillados Planos

Constituyen los soportes longitudinales del tablero del puente, consisten en tres perfiles soldados entre sí para formar un marco, en el cuál los elementos transversales tienen como función dar rigidez a las viguetas principales. El emparrillado puede colocarse en el puente en cualquier sentido. Un esquema del emparrillado plano tipo se muestra figura 4.21.

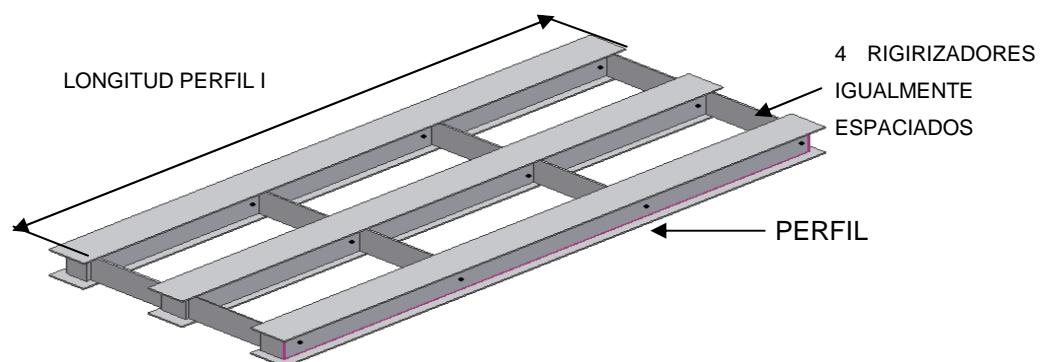


Figura 4. 21 Esquema de un emparrillado plano tipo

#### 4.4.1.1.1 Distribución de las Cargas de Rueda

Se puede asumir que la presión de los neumáticos se distribuye a  $45^\circ$  en todas las direcciones a partir de la superficie del área de contacto hasta la mitad de la placa de tablero.

#### 4.4.1.1.2 Superficie de Rodamiento

El efecto rigidizador de la superficie de rodamiento depende de su espesor, del módulo de elasticidad, de la forma de aplicación de las cargas, y de las características de adherencia.

La superficie de rodamiento tiene un papel muy importante en cuanto a lograr una superficie antideslizante, distribuir las cargas de las ruedas y proteger al tablero contra la corrosión y el abuso. Para la elección o el diseño de una capa de rodamiento se debe incluir los siguientes requisitos funcionales:

- Ductilidad y resistencia suficientes para acomodar la expansión, contracción y deformaciones impuestas sin sufrir fisuración ni desadherencia.
- Resistencia a la fatiga suficiente para soportar las tensiones flexionales debidas a la acción compuesta entre la superficie de rodamiento y la placa de tablero; durabilidad para resistir la formación de baches, desplazamientos y desgaste.

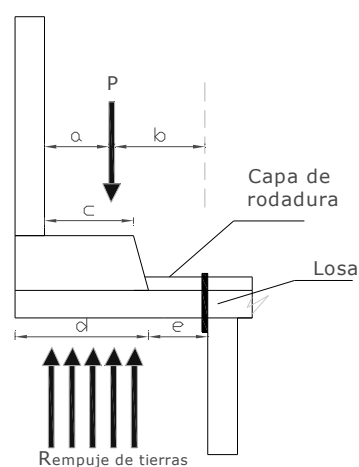


Figura 4. 22 Distribución de carga en la sección transversal en una losa de acero

## 4.4.2 ESTRUCTURA METÁLICA TIPO ARMADURA<sup>66</sup>

### 4.4.2.1 Características Metálicas Tipo Armadura

Una armadura es una estructura que se usa por lo general en luces relativamente largas, este sistema actúa como una viga, pero sus componentes principales sometidos a esfuerzos axiales.

Los miembros están organizados en arreglos triangulares. De manera ideal, el extremo de cada miembro en un nudo es libre de rotar independientemente de los otros miembros en el nudo. Si esto no ocurre, se inducen esfuerzos secundarios en los miembros. Además, se presentan cargas en puntos distintos a los puntos de panel, o nudos, se producen esfuerzos de flexión en los miembros.

Las normas AASHTO prefieren que las armaduras tengan puntales extremos inclinados. No se debe usar en la armadura nudos esquineros sin soporte lateral. Las relaciones de peralte a luz deben variar de 1/8 a 1/6. Se emplean las menores relaciones con los claros más grandes. (Ver la figura 4.23)

### 4.4.2.2 Componentes de la armadura

- Baranda
- Bordillo
- Tablero
- Cuerdas
- Planos de los laterales interiores
- Contravientos
- Puntales extremos
- Vigas de piso
- Largueros
- Arriostramientos

---

<sup>66</sup> Manual de Diseño de armaduras de acero, Brockenbrough F, Tomo 3, sección 12, pág. 12.1

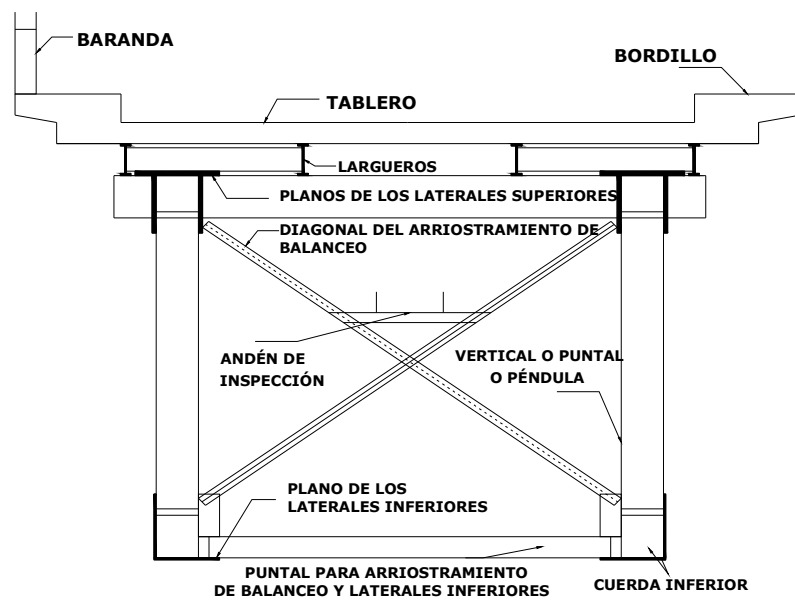


Figura 4. 23 Sección transversal que muestra las parte principales de un puente de carretera de paso superior.

#### 4.4.2.3 Tipos de Armadura

Existen varios tipos de armaduras de entre los cuales se detalla las más usadas y comunes en la construcción de estructuras de puentes.

##### 4.4.2.3.1 Armadura Pratt.

Esta armadura es económica para claros menores a 60 m. Posee la gran ventaja de tener diagonales inclinadas que bajan hacia el centro y cuerdas paralelas, estas diagonales están sujetas a tensión bajo la acción de cargas muertas y no introducen esfuerzos secundarios.

Los puntales de los extremos siempre están sujetos a cargas compresivas. Además, la variación alternativa de las cargas vivas puede provocar inversión de las cargas que soportan las diagonales, como muestra la figura 4.24.

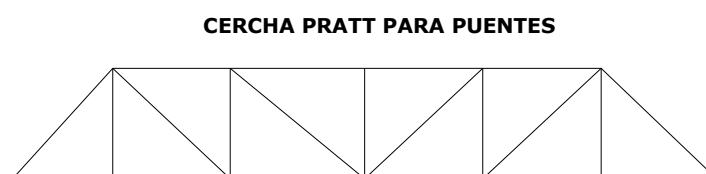
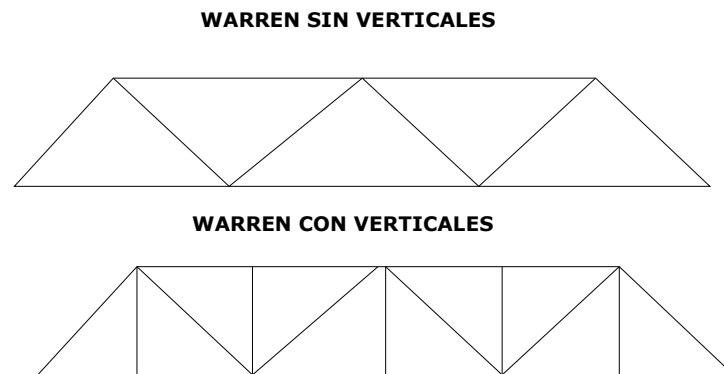


Figura 4. 24 Armadura Tipo Pratt

#### 4.4.2.3.2 Armadura Warren.

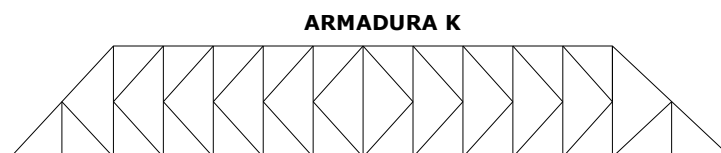
Es el tipo de armadura más conocida. Tiene una apariencia más atractiva que la armadura tipo Pratt y se la utiliza con mucha frecuencia en los puentes de paso superior debido a que puede diseñarse económicamente en tales aplicaciones. En este tipo de armadura se presentan esfuerzos secundarios relativamente altos, un ejemplo de ilustra en la figura 4.25.



**Figura 4. 25 Armadura Tipo Warren**

#### 4.4.2.3.3 Armaduras K.

Estas armaduras conservan convenientemente la inclinación de las diagonales, dando el peralte requerido y al mismo tiempo limitando el claro de los largueros de piso. Su ventaja es la de inducir pocos esfuerzos secundarios. Figura 4.26.



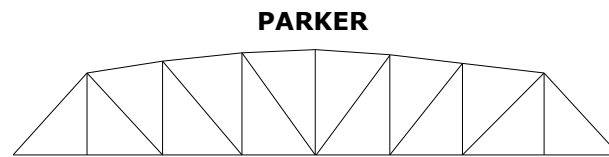
**Figura4. 26 Armadura Tipo K**

#### 4.4.2.3.4 Armadura Parker.

Estas armaduras se conocen también con el nombre de “lomo de camello”. Son muy convenientes para luces entre 54 y 118 m. Se caracterizan por tener un peralte variable a través de la longitud del puente, siendo mayor en el punto donde los momentos son máximos.

Estas armaduras de peralte variable son más ligeras que las correspondientes de cuerdas paralelas, pero sus costos de fabricación son más elevados. El

incremento para claros medianos y grandes puede quedar balanceado por el ahorro en material, un ejemplo se muestra en la figura 4.27.



**Figura 4. 27 Armadura Parker.**

#### **4.4.2.4 Diseño del tablero de hormigón**

El porcentaje del esfuerzo total que se atribuye a la carga muerta aumenta a medida que aumenta la luz. Una porción apreciable de la carga muerta proviene del peso del tablero. Este no es más grueso de lo que realmente se requiere para soportar la carga de diseño.

Se debe hacer consideraciones al costo, durabilidad, facilidad de mantenimiento, de inspección y de reemplazo de los diversos sistemas del tablero.

#### **4.4.2.5 Arriostramiento lateral, portales y entramados de balanceo**

El arriostramiento lateral debe diseñarse para rigidizar las estructuras e impedir vibraciones laterales no justificadas, esto ayudará a asegurar el correcto armado del puente y resistir las cargas de viento durante el montaje. Las fuerzas que deben resistir son:

- Fuerzas laterales debido a presión de viento sobre la superficie expuesta de la armadura y sobre la proyección en alzada de la carga viva.
- El portal es por lo general un pórtico de balanceo que se extiende entre un par de armaduras y cuyo objeto es también transferir las reacciones desde una armadura de arriostramiento lateral, esto permite asegurar el correcto armado del puente y resistir las cargas de viento durante el montaje.

- Las diagonales de los pórticos de balanceo se deben diseñar para relaciones de esbeltez como miembros a compresión.

#### 4.4.2.6 Resistencia a las fuerzas longitudinales

La aceleración y el frenado de las cargas vehiculares, y el viento longitudinal, aplican fuerzas longitudinales a puentes. En puentes de dos carriles, puede ser necesario agregar una armadura de tensión. (Ver la figura 4.28)

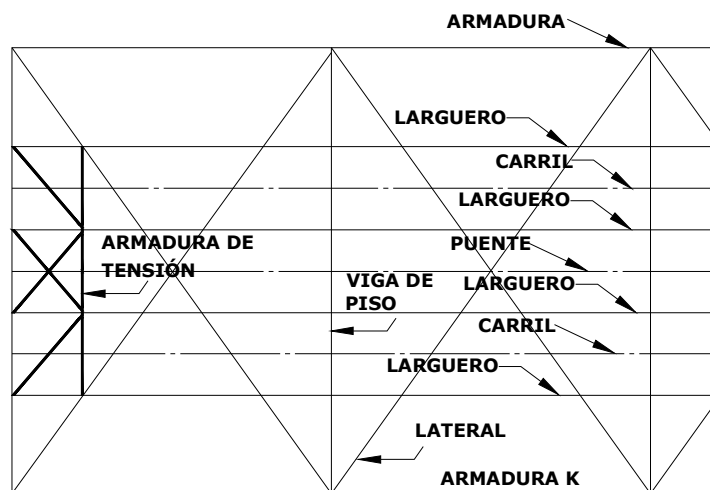


Figura 4. 28 Puente de dos carriles

#### 4.4.2.7 Procedimiento de Diseño de la armadura

- Diseño de los sistemas laterales superior inferior.
- Diseño de los portales de los pórticos de balanceo.
- Diseño de los puntales y de las péndolas que soportan esfuerzos pequeños o cargas que pueden calcularse sin un análisis completo de esfuerzos de toda la armadura.
- Cálculos preliminares de los momentos, cortantes y esfuerzos en los miembros de la armadura.
- Diseño de los miembros de la cuerda superior, empezando con el de mayores esfuerzos.
- Diseño de los miembros de la cuerda inferior.
- Diseño de los miembros de alma.
- Recálculo de la carga muerta de la armadura y cálculo de los momentos y esfuerzos finales en los miembros de la armadura.

- Diseño de los nudos, conexiones y detalles.
- Cálculo de las deflexiones por carga muerta y carga viva.
- Comprobación de los esfuerzos secundarios en los miembros que llevan cargas directas y cargas debidas al viento.
- Revisión del diseño para integridad estructural, estética, montaje y requerimientos de mantenimiento e inspección futuros.

#### 4.4.2.8 Análisis para cargas verticales

La determinación de las fuerzas en los miembros al usar un análisis convencional basado en nudos sin fricción, con frecuencia es adecuado cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- El plano de cada armadura de un puente, los planos a través de las cuerdas superiores, y los planos a través de las inferiores, son totalmente triangulados.
- Las líneas de trabajo de los elementos de la armadura que se intersecan concurren en un punto.
- Los entramados transversales y otros arriostramientos impiden distorsiones significativas de la sección de cajón formada por los planos de la armadura descritos antes.
- Los miembros del arriostramiento lateral y de otro tipo no tienen contraflecha; esto es, sus longitudes están basadas en la posición final de la armadura bajo carga muerta.
- Los miembros primarios tienen contraflecha producida al hacerlos más cortos o más largos en magnitudes iguales pero de signo contrario a los acortamientos y alargamientos.
- La contraflecha en las armaduras puede considerarse como una corrección de la deflexión por carga muerta (si el diseño original provee holgura vertical en exceso y los ingenieros no tienen objeción a la flecha, la armadura podría construirse sin contraflecha. Sin embargo, la mayoría de la gente tiene objeciones a la flecha en puentes). La aplicación de la contra flecha a los miembros da por resultado que la armadura queda desalineada verticalmente hasta



que todas las cargas muertas se hayan aplicado a la armadura (condición geométrica).

Los mayores esfuerzos secundarios son aquellos debidos a momentos producidos en los miembros por las resistencias de los nudos a la rotación. Estos esfuerzos secundarios en una armadura articulada son en teoría menos significativa que aquellos en armadura con uniones mecánicas o nudos soldados.

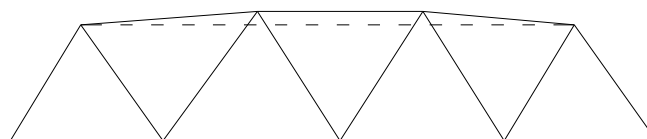
Si los esfuerzos secundarios exceden  $4\text{Klb/pulg}^2$  para miembros a tensión, o  $3\text{Klb/pulg}^2$  para miembros a compresión, las normas AASHTO, requiere que el exceso se trate como un esfuerzo primario.

#### 4.4.2.9 Esfuerzos de viento de una armadura de paso inferior con puntales extremos inclinados

Las cargas de viento calculadas se aplican como cargas concentradas en los puntos de panel.

Los miembros de arriostramiento lateral en cada panel se diseñan para el cortante máximo en el panel que resulta de tratar la carga de viento como una carga móvil; es decir cargando tantos paneles como sea necesario para producir cortante máximo en ese panel.

Los esfuerzos totales de viento en cualquier miembro de la armadura principal se obtienen al sumar todos los tres efectos: esfuerzos en las cuerdas en los sistemas laterales, componente horizontal y esfuerzos de transferencia, la figura 4.29 muestra la cuerda superior en un plano horizontal.



**Figura 4.29** La cuerda superior en un plano horizontal aproxima una cuerda superior curva.

Cuando un viento constante pasa por un obstáculo, el gradiente de presión a lo largo del obstáculo hace que se formen vórtices en la corriente del viento. A medida que crece, con el tiempo llega a tener un tamaño tal que no puede ser soportado por la corriente de viento, entonces se desprende y ésta se lleva.

La frecuencia del desprendimiento de los vórtices y, por tanto, la frecuencia de la presión pulsátil, está dada por:



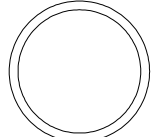


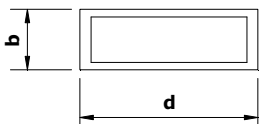

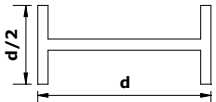

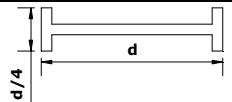

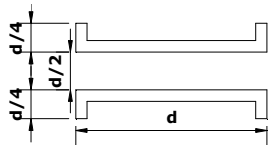
$$f = \frac{VS}{D}$$

EC: 4. 23

Donde:

- $V$  = Velocidad del viento [pie/s]  
 $D$  = Dimensión característica [pie]  
 $S$  = Número de Strouhal.

Tabla 4. 6 Números de Strouhal para varias secciones.

Dirección del viento	Perfil	Número de Strouhal S	Perfil	Número de Strouhal S
		0.120		0.200
		0.137		
		0.144	$b/d$	0.060
		0.145	2.0	0.080
		0.147	1.5	0.103
			1.0	0.133
			0.7	0.136

Fuente: Manual de Diseño de armaduras de acero, Brockenbrough F, Tomo 3, sección 12, pág. 12.16.

#### 4.4.2.10 Pandeo Local

Las especificaciones AASHTO limitan la relación altura  $d$  – espesor  $t$  de las almas a un máximo de:

$$\frac{d}{t} = \frac{180}{\sqrt{f_c}} \quad \text{EC: 4. 24}$$

La máxima relación admisible ancho  $b$ -espesor  $t$  para cubreplacas es:

$$\frac{b}{t} = \frac{213.4}{\sqrt{f_c}} \quad \text{EC: 4. 25}$$

### 4.4.3 ESTRUCTURA METÁLICA TIPO CAJON Y TABLERO ORTOTRÓPICO

Las vigas cajón son utilizadas para luces de aproximadamente 37 metros o más. Los miembros de sección cerrada, como las vigas cajón se usan con frecuencia en puentes de carretera por su rigidez, economía, apariencia, resistencia a la corrosión y, además, tiene alta resistencia torsional. Figura 4.30

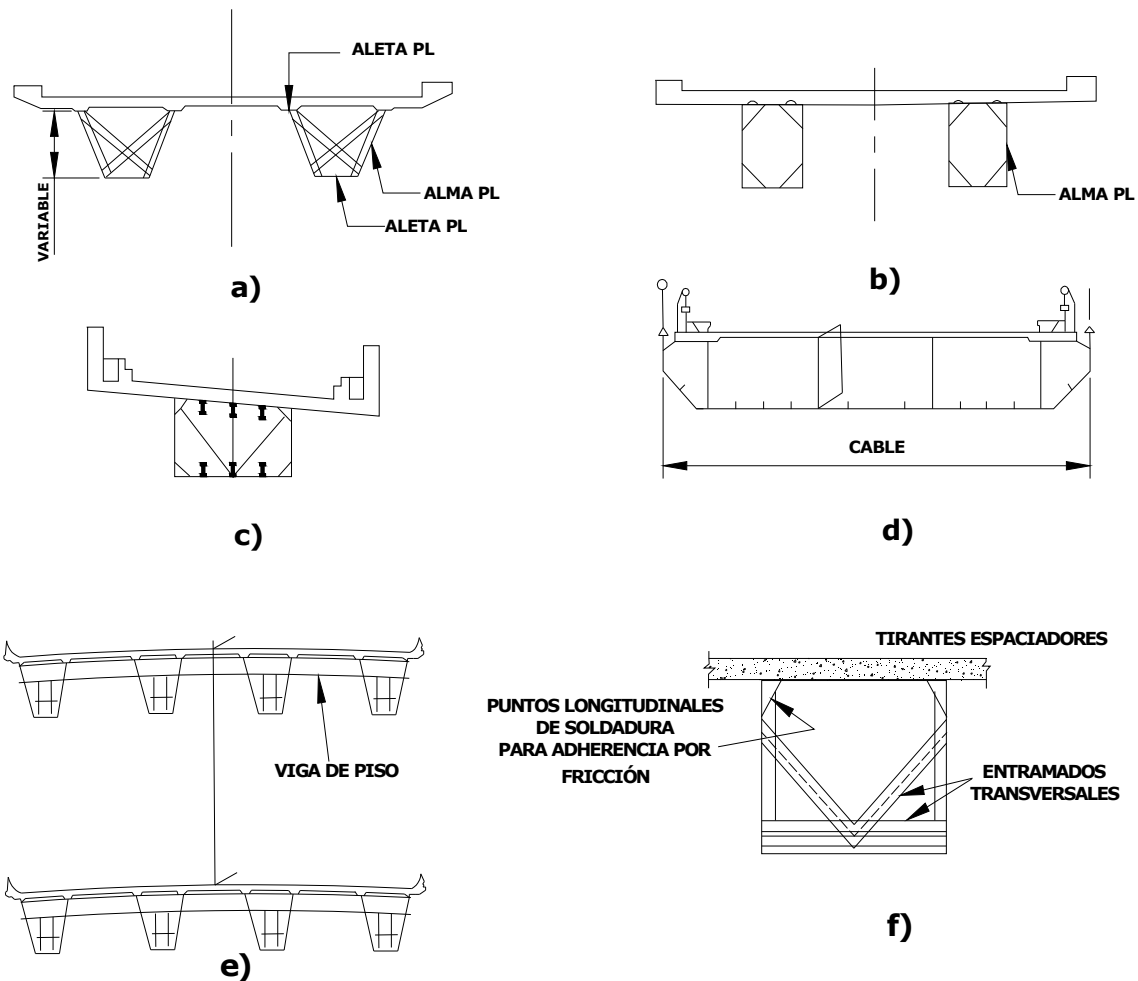


Figura 4. 30 Vigas tipo cajón con tablero ortotrópico

#### 4.4.3.1 Diseño de un puente de vigas cajón

Son utilizadas principalmente para puentes carreteros simplemente apoyadas, para el respectivo diseño se toma en cuenta los respectivos parámetros coherentes de diseño, según las especificaciones de la norma AASHTO.

Se debe dejar en claro que este diseño es un poco trabajoso debido a que se utiliza métodos aproximados de análisis, en la figura 4.31 se muestra ejemplos de secciones transversales de viga cajón compuestas.



**Figura 4. 31** Ejemplos de secciones transversales de vigas cajón compuestas para puentes de carretera.

#### 4.4.3.1.1 Soldadura en Vigas Cajón.

El detallado precario de una viga cajón u otro tipo de miembro cerrado ha contribuido a un comportamiento adverso de servicio cuando el diseño no ha sido apropiado para fabricación, con frecuencia los diseñadores especifican una soldadura de surco de penetración completa para una esquina, y la barra de respaldo necesaria para asegurar la integridad de la soldadura no siempre se instala en forma apropiada.

Las barras de respaldo a veces se dejan discontinuas y esto causa la iniciación de una grieta de fatiga. También, cuando se requiere rigidizadores internos en una viga cajón, lo cual es con frecuencia el caso para secciones grandes, se

presentan problemas de ensamblaje donde la soldadura o barras de respaldo son interrumpidas por los rigidizadores, como muestra la figura 4.32.

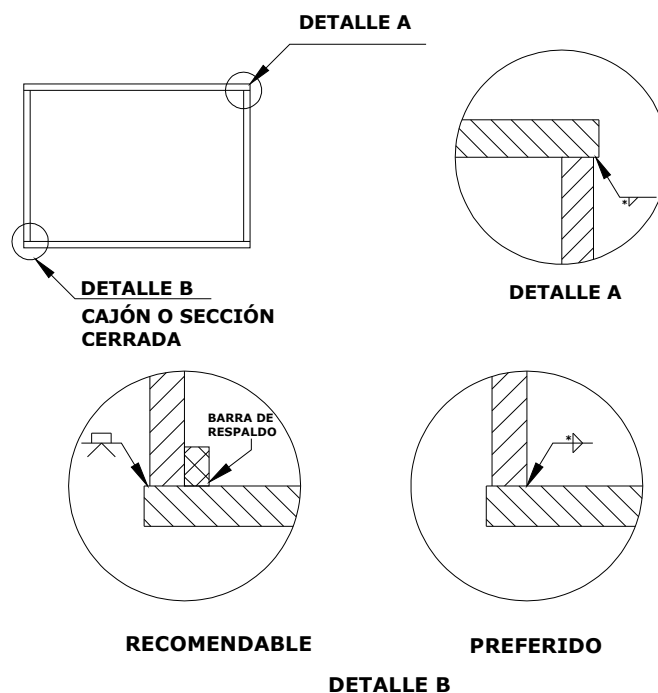


Figura 4. 32 Uniones de esquina para miembros en forma de cajón.

El detalle A requiere un solo pase de filete entre el alma y la aleta superior. El asterisco indica que el tamaño de la soldadura será seleccionado por el fabricante. Esto no se aplica cuando se controla el nivel del esfuerzo. El detalle B muestra dos esquemas para la soldadura del alma a la aleta inferior, uno no recomendable y el otro, preferido.

#### 4.4.3.2 Tableros Ortótopos de Acero<sup>67</sup>

##### 4.4.3.2.1 Requisitos Generales

Los tableros de acero ortótopos deben consistir en una placa de tablero rigidizada y soportada por nervios longitudinales y vigas de tablero transversales. La placa de tablero debe actuar como ala común de los nervios, las vigas de tablero y los elementos longitudinales principales del puente.

<sup>67</sup> AASHTO LRFD 2005, Edición interina TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLERO, pág 9-24.

En caso de rehabilitación, si el tablero ortótropo es soportado por vigas de tablero existentes, la conexión entre el tablero y las vigas de tablero se debe diseñar para acción compuesta plena, aún cuando en el diseño de las vigas de tablero se desprece la acción compuesta. Siempre que resulte posible se debe proveer conexiones adecuadas para desarrollar acción compuesta entre el tablero y los componentes longitudinales principales.

#### 4.4.3.2.2 Detalles de Diseño

##### ➤ **Mínimo Espesor de la Placa**

El espesor de la placa del tablero,  $t$ , es mayor o igual que 14,0 mm o 4 por ciento de la mayor separación entre las almas de los nervios.

##### ➤ **Nervios Cerrados**

El espesor de los nervios cerrados es mayor o igual que 6,0 mm. Las dimensiones de la sección transversal de un tablero metálico ortótropo deben satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{t_r a^2}{t_{d,ef}^3 h'} < 400 \quad \text{EC: 4. 26}$$

Donde;

$t_r$  = espesor del alma del nervio (mm)

$t_{d,ef}^3$  = espesor efectivo de la placa del tablero,

considerando el efecto rigidizador.

$a$  = mayor de las separaciones entre almas de los nervios (mm)

$h'$  = longitud de la porción inclinada del alma del nervio (mm)

Los interiores de los nervios cerrados deben estar sellados mediante:

- Mediante soldaduras continuas en la interfase nervio-placa de tablero
- En los empalmes soldados de los nervios, y
- En los diafragmas en los extremos de los nervios.

➤ **Superficie de rodamiento**

La superficie de rodamiento se considera parte integral del sistema del tablero ortótropo, y se debe especificar que dicha superficie debe estar adherida a la parte superior de la placa de tablero. Se puede considerar la contribución de la superficie de rodamiento a la rigidez de los elementos de un tablero ortótropo si se demuestra que las propiedades estructurales y de adherencia son satisfactorias en el rango de temperatura comprendido entre  $-30^{\circ}\text{C}$  y  $+50^{\circ}\text{C}$ .

➤ **Soldaduras No Autorizadas en los Tableros Ortótopos**

No es permitido soldar accesorios, soportes para las tuberías de los servicios públicos, lengüetas para izaje, ni conectores de corte a la placa del tablero.

#### 4.5 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA

Una vez que se han revisado las alternativas de la superestructura, sus elementos, las funciones que desempeñan, y los materiales, se realiza la selección de la alternativa que más se ajuste a las condiciones y necesidades del proyecto.

Los criterios de valoración que se consideran determinantes son:

##### 4.5.1 CRITERIOS DE VALORACIÓN<sup>68</sup>.

- Fiabilidad
- Costos
- Peso de la estructura
- Estética
- Disponibilidad de materiales
- Procesos
- Montaje
- Mantenimiento

---

<sup>68</sup> Diseño Concurrente, Dr. Carlos Riba, ETSEIB UPC, Enero 2002.

#### 4.5.1.2 Evaluación del peso específico de cada criterio:

Fiabilidad > Costos > Bajo Peso > Procesos > Disponibilidad de materiales  
 = Facilidad de Montaje = Facilidad de Mantenimiento > Estética

**Tabla 4.7 Evaluación del peso específico de cada criterio**

Criterio	Fiabil	Costo	Bajo Peso	Procesos	Dispon. Materiale	Montaje	Manten	Estética	Σ+1	Pondera
Fiabilidad		1	1	1	1	1	1	1	8	0,23
Costos	0		1	1	1	1	1	1	7	0,20
Bajo Peso	0	0		1	1	1	1	1	6	0,17
Procesos	0	0	0		1	1	1	1	5	0,14
Disponibilidad de materiales	0	0	0	0		0,5	0,5	1	3	0,08
Facilidad de Montaje	0	0	0	0	0,5		0,5	1	2,5	0,07
Facilidad de mantenimiento	0	0	0	0	0,5	0,5		1	3	0,08
Estética	0	0	0	0	0	0	0		1	0,03
<b>Suma</b>									<b>35</b>	<b>1,00</b>

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

##### 4.5.1.2.1 Evaluación del peso específico del criterio Fiabilidad

**Alternativa 3 > Alternativa 1 > Alternativa 2**

**Tabla 4.8 Evaluación del criterio del Fiabilidad**

Fiabilidad	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Σ+1	Pondera
Alternativa 1		1	0	2	0,33
Alternativa 2	0		0	1	0,17
Alternativa 3	1	1		3	0,50
<b>Suma</b>				<b>6</b>	<b>1</b>

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

##### 4.5.1.2.2 Evaluación del peso específico del criterio Costo

**Alternativa 1 > Alternativa 2 > Alternativa 3**

**Tabla 4.9 Evaluación del criterio del Costo.**

Costo	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Σ+1	Pondera
Alternativa 1		1	1	3	0,50
Alternativa 2	0		1	2	0,33
Alternativa 3	0	0		1	0,17
<b>Suma</b>				<b>6</b>	<b>1</b>

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe



4.5.1.2.3 *Evaluación del peso específico del criterio Peso*

Alternativa 1 &gt; Alternativa 2 &gt; Alternativa 3

Tabla 4. 10 Evaluación del criterio del Peso.

<b>Peso</b>	<b>Alternativa 1</b>	<b>Alternativa 2</b>	<b>Alternativa 3</b>	<b><math>\Sigma+1</math></b>	<b>Pondera</b>
Alternativa 1		1	1	3	0,50
Alternativa 2	0		1	2	0,33
Alternativa 3	0	0		1	0,17
<b>Suma</b>				6	1

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

4.5.1.2.4 *Evaluación del peso específico del criterio Estética*

Alternativa 3 &gt; Alternativa 1 &gt; Alternativa 2

Tabla 4. 11 Evaluación del criterio de la Estética.

<b>Estética</b>	<b>Alternativa 1</b>	<b>Alternativa 2</b>	<b>Alternativa 3</b>	<b><math>\Sigma+1</math></b>	<b>Pondera</b>
Alternativa 1		1	0	2	0,33
Alternativa 2	0		0	1	0,17
Alternativa 3	1	1		3	0,50
<b>Suma</b>				6	1

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

4.5.1.2.5 *Evaluación del peso específico del criterio Disponibilidad de materiales*

Alternativa 1 &gt; Alternativa 2 &gt; Alternativa 3

Tabla 4. 12 Evaluación del criterio de la Disponibilidad de materiales.

<b>Dispo.</b>	<b>Alternativa 1</b>	<b>Alternativa 2</b>	<b>Alternativa 3</b>	<b><math>\Sigma+1</math></b>	<b>Pondera</b>
Alternativa 1		1	1	3	0,50
Alternativa 2	0		0,5	1,5	0,25
Alternativa 3	0	0,5		1,5	0,25
<b>Suma</b>				6	1

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

4.5.1.2.6 *Evaluación del peso específico del criterio Proceso*

Alternativa 1 &gt; Alternativa 2 &gt; Alternativa 3

Tabla 4. 13 Evaluación del criterio del Proceso

<b>Proceso</b>	<b>Alternativa 1</b>	<b>Alternativa 2</b>	<b>Alternativa 3</b>	<b><math>\Sigma+1</math></b>	<b>Pondera</b>
Alternativa 1		1	1	3	0,50
Alternativa 2	0		0,5	1,5	0,25
Alternativa 3	0	0,5		1,5	0,25
<b>Suma</b>				6	1

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.5.1.2.7 Evaluación del peso específico del criterio Montaje

Alternativa 1 = Alternativa 3 > Alternativa 2

**Tabla 4. 14 Evaluación del criterio del Montaje**

Facilidad	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	$\Sigma+1$	Pondera
Alternativa 1		1	0,5	2,5	0,417
Alternativa 2	0		0	1	0,167
Alternativa 3	0,5	1		2,5	0,417
<b>Suma</b>				6	1

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.5.1.2.8 Evaluación del peso específico del criterio Mantenimiento

Alternativa 1 > Alternativa 3 > Alternativa 2

**Tabla 4. 15 Evaluación del criterio del Mantenimiento**

Facilidad mont	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	$\Sigma+1$	Pondera
Alternativa 1		1	1	3	0,5
Alternativa 2	0		0	1	0,33
Alternativa 3	0	1		2	0,17
<b>Suma</b>				6	1

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

### 4.5.1.3 Tabla de Conclusiones (Cálculos)

**Tabla 4. 16 Prioridad de las alternativas**

Conclusión	Fiabilidad	Costo	Peso	Estética	Disponibi. Materiale	Proceso	Montaje	Mantenim	$\Sigma$	Prioridad
Alternativa 1	0,23*0,33	0,20*0,5	0,17*0,5	0,03*0,33	0,08*0,5	0,14*0,5	0,07*0,417	0,08*0,5	0,421	1
Alternativa 2	0,23*0,17	0,20*0,33	0,17*0,25	0,03*0,17	0,08*0,25	0,14*0,25	0,07*0,167	0,08*0,33	0,246	3
Alternativa 3	0,23*0,5	0,20*0,17	0,17*0,25	0,03*0,5	0,08*0,25	0,14*0,25	0,07*0,417	0,08*0,17	0,304	2

De acuerdo al análisis antes descrito la alternativa que tiene prioridad para el diseño del proyecto es la alternativa 1, es decir: Reparación de la superestructura mediante el reemplazo de vigas de acero "I" (sistema tipo trabe) y emparrillado de acero (tablero).

## 4.6 DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

### 4.6.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

#### 4.6.1.1 Características de Puentes de largueros de vigas esbeltas armadas<sup>69</sup>

Para luces simples o continuas que excedan unos **26 [m]**, las vigas esbeltas armadas son el tipo más económico de construcción.

#### 4.6.1.2 Espaciamiento

Para puentes de largueros con luces de hasta **53 [m]**, dos carriles pueden soportarse de manera económica sobre cuatro vigas.

#### 4.6.1.3 Grados de acero

En luces por debajo de **30 [m]**, el grado 36 con frecuencia resulta más económico que los aceros de mayor resistencia.

Aunque aceros de alta resistencia pueden usarse en las aletas y el alma, otros componentes como rigidizadores, arriostramientos y detalles de conexión, deben ser en acero grado 36 porque su tamaño no está determinado por la resistencia

Los aceros usados en puentes deben cumplir las especificaciones ASTM que establecen propiedades mínimas que deben tomarse en cuenta. Los aceros que deben ser considerados para ser usados, son aquellos que a continuación se detallan.<sup>70</sup>

---

<sup>69</sup> Manual de Diseño de armaduras de acero, Brockenbrough F, Tomo 3, sección 11, pág. 11.9

<sup>70</sup> Tesis de Diseño de Puentes Metálicos, Jiménez H. Damasco, Ing. Civil, EPN, 2002.

Tabla 4. 17 Mínima Propiedades de aceros estructurales para Puentes

MINIMAS PROPIEDADES DE ACEROS ESTRUCTURALES PARA PUENTES						
Tipo	Acero Estructural	Acero de alta resistencia Baja aleación		Acero templado Baja aleación	Acero de alta resistencia	
<b>Designación AASHTO</b>	M270 Grado 36	M270 Grado 50	M270 Grado 50W	M270 Grado 70W	M270 Grado 100/100W	
<b>Designación ASTM</b>	A709 Grado 36	A709 Grado 50	A709 Grado 50W	A709 Grado 70W	A709 Grado 100/100W	
<b>Espesor de la placa</b>	Hasta 4" (10 cm)	Hasta 4" (10 cm)	Hasta 4" (10 cm)	Hasta 4" (10 cm)	Hasta 2 ½" (6.35cm)	Mayor de 2 ½" hasta 4" (de 6.35 a 10cm)
<b>Mínimo esfuerzo de tensión Fu</b>	58.000 psi (4.060 Kg/cm <sup>2</sup> )	65.000 psi (4.550 Kg/cm <sup>2</sup> )	70.000 psi (5.390 Kg/cm <sup>2</sup> )	90.000 psi (6.300 Kg/cm <sup>2</sup> )	110.000 psi (7.700 Kg/cm <sup>2</sup> )	100.000 psi (7.000 Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Mínimo punto de fluencia Fy</b>	36.000 psi (2.520 kg/cm <sup>2</sup> )	50.000 psi (3.500 Kg/cm <sup>2</sup> )	50.000 psi (3.500 Kg/cm <sup>2</sup> )	70.000 psi (5.390 Kg/cm <sup>2</sup> )	100.000 psi (7.000 Kg/cm <sup>2</sup> )	90.000 psi (6.300 Kg/cm <sup>2</sup> )

Fuente: JIMENEZ H. Damasco, Diseño de Puentes Metálicos, , Tesis Ing. Civil, EPN, 2002.

El módulo de elasticidad de todos los grados de acero estructural se asumen igual a 29'000,000.00 psi (2'100,000.00 Kg/cm<sup>2</sup>) y el coeficiente de expansión lineal igual a 65x10<sup>-7</sup> por grado Fahrenheit (11x10<sup>-6</sup> °C).

#### 4.6.1.4 Alma

Para luces hasta de unos **30.5m**, los diseñadores pueden tener la opción de especificar un alma con rigidizadores o un alma más gruesa sin ellos.

Puede ser una placa rigidizadora con espesor de **5/16 pulg = 8 mm**, o una no rigidizada de **7/16 pulg** de espesor, con frecuencia satisface los requerimientos de cortante y pandeo en ese intervalo de luces.

Para luces mayores de **30.48m**, son necesarios rigidizadores transversales.

#### 4.6.1.5 Aletas

Los tamaños de las aletas de las vigas esbeltas armadas, son ajustados más finamente a las variaciones de los esfuerzos de flexión al largo de la luz. El grado del acero usado en las aletas puede ser cambiado para obtener mayor economía.

#### 4.6.1.6 Arriostramientos

Se deben colocar entramados transversales intermedios en todos los tramos y a intervalos tan cerca de **7.62m** como sea práctico, pero no más separados de 25pies.

Estos entramados, que consisten en ángulos de tamaño mínimo, proveen un ángulo horizontal cerca de la aleta inferior y arriostramiento en V, o en X. Con frecuencia, los ángulos se conectan con pernos en la obra a placas soldadas al alma de cada viga.

#### 4.6.1.7 Apoyos<sup>71</sup>

Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.

Estos apoyos se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. Aunque hay apoyos de neopreno sencillos, sin placas metálicas intercaladas, los más utilizados son los estructurales (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí como muestra la figura 4.33.

---

<sup>71</sup> <http://www.anippac.org.mx/capitulo06.pdf>

La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento histerético y permite lograr una rigidez vertical alta, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima, la figura 4.34 muestra el comportamiento de neopreno.

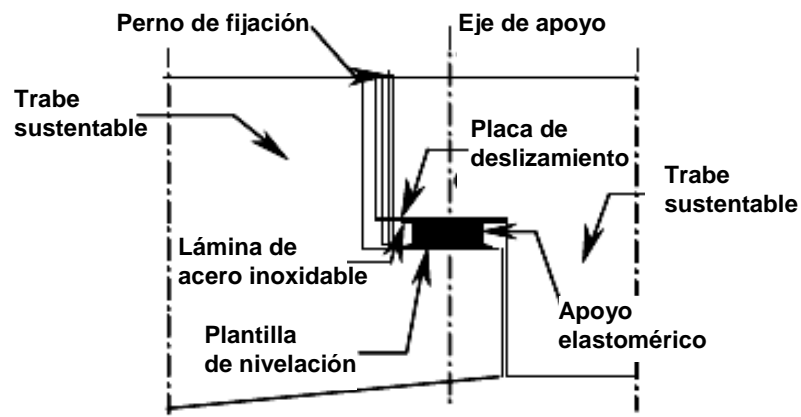


Figura 4. 33 Apoyo elástico utilizado en un puente

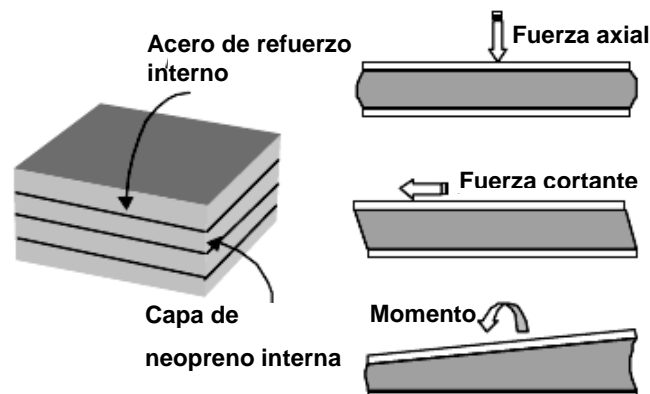


Figura 4. 34 Comportamiento de apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero.

Los neoprenos se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de cortante y de compresión.

#### 4.6.1.8 Placas de apoyo para vigas<sup>72</sup>

Las vigas pueden apoyarse directamente sobre el hormigón o la mampostería si la presión de aplastamiento está dentro de los valores admisibles. Sin embargo, las Oaletas actúan como vigas en voladizo, cargadas por la presión de aplastamiento  $f_p$  (klb/pulg<sup>2</sup>). El máximo esfuerzo de flexión en (klb/pulg<sup>2</sup>) puede calcularse a partir de:

$$f_b = \frac{3 f_p (B / 2 - k)^2}{t^2} \quad \text{EC: 4. 27}$$

Donde;

B = ancho de la aleta, en pulg

K = distancia del extremos inferior de la viga al borde del alma del filete de transición, en pulg

t = Ancho de la altea, en pulg

En este caso, el esfuerzo de flexión admisible es 0.75 Fy, en donde Fy es el esfuerzo de cedencia del acero (en klb/pulg<sup>2</sup>).

Fp (en klb/pulg<sup>2</sup>) es el esfuerzo de aplastamiento admisible, para hormigón este esfuerzo es de 0.35 f'<sub>c</sub>, cuando el área total del apoyo está cubierta por el acero de apoyo,  $0.35 f'_c * \sqrt{A_1 / A_2} \leq 0,70 f'_c$  si la placa de base cubre menos del área total, en donde f'<sub>c</sub> es la resistencia de compresión del hormigón a los 28 días.

Cuando la presión de aplastamiento debajo de una aleta de viga sobrepasa la admisible, debe insertarse una placa de apoyo debajo de la aleta para distribuir la carga de viga sobre el hormigón.

La carga de la viga se supone uniformemente distribuida en la placa de apoyo sobre un área de 2\*k\*N, en donde k = distancia en pulg desde el extremo inferior de la viga al borde del alma del filete de transición. N = longitud de la placa.

---

<sup>72</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 5, pág. 5.57

#### 4.6.1.9 Juntas de expansión<sup>73</sup>

Las juntas se localizan en medio de dos tableros de puente.

Sus funciones son:

- Proveer una transición suave entre los módulos del puente que forman la superficie de rodamiento.
- Evitar la filtración de agua y otras sustancias químicas que oxidan y corroen los elementos de la subestructura que están por debajo de la superficie de rodamiento
- Permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura

Al igual que los apoyos, existen muchos tipos de juntas. Son de materiales elastoméricos o ensambles de un mecanismo metálico integrado con otros materiales plásticos, la figura 4.35 muestra una junta de expansión típica.

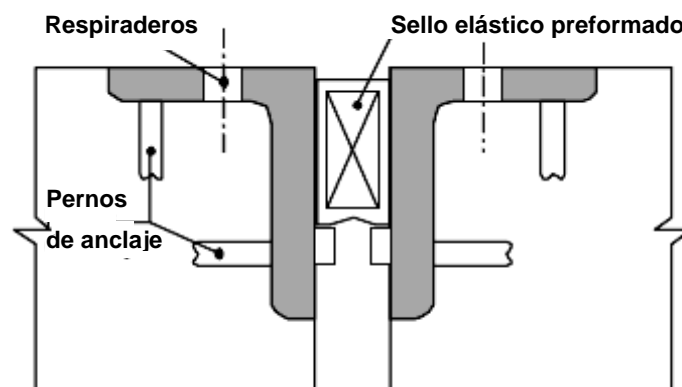


Figura 4. 35 Junta de expansión típica

#### 4.6.2 MÉTODOS DE DISEÑO PARA PUENTES DE CARRETERA

Las normas AASHTO, presentan dos métodos de diseño para puentes de acero:

- Diseño para cargas de servicio o esfuerzos admisibles DEA
- Diseño por coeficientes de carga y resistencia DCCR o LFRD

<sup>73</sup> <http://www.anippac.org.mx/capitulo06.pdf>



Para la elaboración del proyecto se considera el Diseño por Cargas de Servicio o Esfuerzos Admisibles DEA especificadas en las normas AASHTO.

Este método establece esfuerzos admisibles que, bajo las cargas de servicio en una estructura, no pueden sobrepasarse en los miembros estructurales o en sus conexiones. (Ver capítulo 3, ítem 3.4).

#### **4.6.3 LIMITACIONES DE DISEÑO<sup>74</sup>**

El propósito de un puente de carretera es llevar con seguridad (geometría y estructuralmente) los volúmenes necesarios de tráfico y las cargas.

Por lo general, los volúmenes de tráfico presentes y futuros determinan el número y ancho de carriles de tráfico, establecen la necesidad y el ancho de bermas y el peso mínimo del camión de diseño.

##### **4.6.3.1 Limitaciones de las deflexiones**

En general, los puentes de carretera de una luz simple o luces continuas se deben diseñar para que la deflexión debida a la carga viva más impacto no exceda **1/800** de la luz. Para voladizos, por lo general, la deflexión no debe exceder **1/300** del brazo del voladizo, o **1/375** cuando se tiene tráfico peatonal.

##### **4.6.3.2 Largueros y vigas transversales de piso**

Los largueros son vigas que generalmente van paralelas al eje longitudinal del puente, o sea en la dirección del tráfico.

- A menudo, dichos largueros deben entramarse con vigas transversales de piso.
- Las vigas transversales de piso preferiblemente deben ser perpendiculares a las armaduras o las vigas principales.

---

<sup>74</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.3

- Todas las luces de viga deben tener vigas transversales de piso en los extremos, y se diseñan para permitir el levantamiento de la superestructura, por ejemplo con gatos, sin producir esfuerzos que excedan los esfuerzos básicos admisibles en más del **50%**.

#### **4.6.4 Distribución de las cargas de carretera a través de los Tableros<sup>75</sup>**

Las AASHTO requieren que el ancho de la calzada del puente entre los bordillos se divida en carriles de tráfico de diseño de **3.657m** de ancho y que las cargas sean localizadas de modo que produzcan los máximos esfuerzos en los miembros soportantes.

Si los bordillos, barandas y superficies de rodamiento se colocan después de que el tablero ha ganado suficiente resistencia, su peso puede ser distribuido por igual entre todos los largueros o vigas.

De lo contrario, la carga muerta sobre los largueros o vigas exteriores es la porción del tablero soportada por ellos.

##### **4.6.4.1 Cortante**

Para determinar los cortantes y reacciones en los extremos, se puede suponer que el tablero se comporta como una luz simple entre las vigas para la distribución lateral de las cargas de rueda.

##### **4.6.4.2 Momentos en las vigas longitudinales**

A cada viga longitudinal interior se le debe aplicar la fracción de carga de rueda que aparece en la tabla 4.18, para el cálculo de los momentos flectores causados por la carga viva. Para una viga longitudinal externa, los momentos flectores de carga viva se deben determinar con la reacción de la carga de rueda, suponiendo que el tablero actúa como una luz simple entre vigas.

---

<sup>75</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.18

**Tabla 4. 18. Fracción de carga de rueda FD distribuida a las vigas longitudinales<sup>76</sup>**

Tablero	Líneas de Tráfico del Puente	
	Un carril	> Dos carriles
<i>Parrillas de acero:</i>		
Menos de 100mm de espesor	S/2300 S≤1800mm	S/2400 S≤3200mm
100mm o más de espesor	S/3050 S≤1800mm	S/3050 S≤3200mm

\* S es el espaciamiento entre vigas principales  
e es el espesor de la plancha del emparrillado de acero en mm

**Fuente:** Manual de Diseño de Puentes, Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Lima, 2005, pág. 53

#### 4.6.5 ESFUERZOS BÁSICOS ADMISIBLES PARA PUENTES<sup>77</sup>

En la tabla 4.19 se indica los esfuerzos admisibles para puentes de carretera recomendados en las AASHTO y en el <<Manual of Railway Engineering>> de la AREA.

Los esfuerzos en  $\text{Klb/pulg}^2$  están relacionados con la resistencia mínima a la cedencia  $F_y$ , en  $\text{Klb/pulg}^2$  o la resistencia mínima a la tensión  $F_u$ , en  $\text{Klb/pulg}^2$ , del material, en todos los casos, excepto en aquellos para los cuales los esfuerzos son independientes del grado del acero utilizado.

Los esfuerzos básicos se pueden incrementar para combinaciones de carga y son remplazados por los esfuerzos admisibles de fatiga.

##### 4.6.5.1 Esfuerzos admisibles en soldaduras

Las especificaciones estándar requieren que el metal de soldadura usado en puentes esté de acuerdo con el <<Bridge Welding Code>>, AWS D1.5, de la American Welding Society.

<sup>76</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.18

<sup>77</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.21

**Tabla 4. 19 Esfuerzos admisibles básicos, en Klb/pulg<sup>2</sup>, para puentes de carretera**

Condición de carga	Puentes de carretera
<b>Tensión:</b>	0,55 Fy
<i>Axial, sección bruta sin huecos de pernos</i>	0,55Fyb
<i>Axial, sección neta</i>	
<i>Péndolas de vigas de piso, incluyendo flexión, sección neta con:</i>	
Remaches en las conexiones extremas	
Pernos de alta resistencia en las conexiones extremas	
<i>Flexión, fibra extrema de perfiles laminados, vigas principales, y secciones armadas, sección bruta<sup>c</sup></i>	0,55Fy
<b>Compresión:</b>	
<i>Axial, sección bruta en:</i>	
Rigidizadores de vigas esbeltas armadas	0,55Fy
Material de empalme	0,55Fy
Miembros a compresión <sup>d</sup> :	
$KL/r \leq Cc$	$\frac{F_y}{F.S.} \left[ 1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 * F_y}{4\pi^2 * E} \right]$
$KL/r \geq Cc$	$\frac{\pi^2 * E}{F.S. \left(\frac{KL}{r}\right)^2}$
<b>Flexión, fibra extrema de:</b>	
<i>Perfiles laminados, vigas principales y secciones armadas con:</i>	
Aletas de compresión soportada continuamente	0,55Fy
Aletas de compresión soportada intermitentemente <sup>g</sup>	$\frac{50 \times 10^3 C_t}{S_{xx}} \left(\frac{L_{xx}}{L}\right) * \sqrt{0.722 \frac{J}{L_{xx}} + 9.87 \left(\frac{d}{L}\right)^2}$
Pasadores	0,80Fy
<b>Cortante:</b>	
<i>Almas de vigas laminadas y vigas esbeltas armadas, sección bruta</i>	0,33Fy
<i>Pasadores</i>	0,40Fy
<b>Aplastamiento:</b>	
<i>Rigidizadores fresados y otras partes de acero en contacto (excluyendo remaches y pernos)</i>	0,80Fy
<b>Aplastamiento pasadores:</b>	
<i>No sujetos a rotación<sup>h</sup></i>	0,80Fy
<i>Sujetos a rotación (en silletas y articulaciones)</i>	0,40Fy

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 3, sección 10, pág. 10.22

- b Úsese 0.46Fu para ASTM A709, aceros grados 100/100W (M270). Úsese la sección neta si la sección tiene huecos de más de 1 ¼ pul de diámetro.
- c Cuando el área deducida de los huecos para pernos de alta resistencia o remaches es más del 15% del área bruta, es deducida de ésta determinación de esfuerzos en la sección bruta.
- d K = coeficiente de longitud efectiva.

Las resistencias a la tensión y a la cedencia del metal de soldadura, a menudo se especifican como menores o iguales de las correspondientes resistencias del material base. Los esfuerzos admisibles para soldadura en puentes son generalmente así:

- En soldaduras de surco se permite el mismo esfuerzo que en el metal base que se unen. Cuando se sueldan metales base de diferentes resistencias de cedencia con soldadura de ranura, gobierna la mayor resistencia a la misma.
- En las soldaduras con filete se permite un esfuerzo de cortante de  $0.27F_u$ , donde  $F_u$  es la menor entre la resistencia a la tensión de la clasificación del electrodo y de la parte conectada. Cuando se unen aceros templados y revenidos, se puede usar una clasificación de electrodo con una resistencia menor que la del metal base en las soldaduras de filete, pero esto es especificado con claridad en los planos de diseño.

#### 4.6.5.2 Esfuerzos admisibles para pernos<sup>78</sup>

Las conexiones de cortantes con perno se clasifican como de tipo aplastamiento o deslizamiento crítico.

Las últimas se requieren para conexiones sometidas a inversión de esfuerzos, impacto pesado, grandes vibraciones o cuando el deslizamiento en el nudo sea perjudicial para el funcionamiento del puente.

Los conectadores en conexiones de tipo aplastamiento son pernos de acero al carbono **ASTM A-307** o pernos de alta resistencia **A325** o **A490**. Se requieren pernos de alta resistencia para conexiones de deslizamiento crítico y acunado están sometidos a tensión o una combinación de tensión y cortante.

---

<sup>78</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.24

Los pernos en puentes de carreteras son generalmente de  $\frac{3}{4}$  o  $\frac{7}{8}$  pulg de diámetro.

En el cálculo de cargas admisibles para cortante o tensión en pernos, la sección transversal se debe basar en el diámetro nominal de los pernos. Para aplastamiento, el área se toma como el producto del diámetro nominal del perno y el espesor del metal sobre el cual hace contacto.

Además, la carga  $P_s$ , en klb, de una conexión de deslizamiento crítico, es menor que:

$$P_s = F_s A_b N_b N_s \quad \text{EC: 4. 28}$$

Donde:

$F_s$  = esfuerzo admisible, en klb/pulg<sup>2</sup>, dado en la tabla 4,20 para pernos de alta resistencia en una unión de deslizamiento crítico

$A_b$  = área, en pulg<sup>2</sup>, basada en el diámetro nominal del perno  $N_b$

$N_b$  = Número de pernos en la conexión

$N_s$  = número de planos de deslizamiento en la conexión

Tabla 4. 20 Esfuerzos admisibles, en klb/pulg<sup>2</sup>, para pernos en puentes de carretera

Designación ASTM	Tensión admisible Ft	Cortante admisible, Fy					
		Conexiones deslizamiento crítico					
		Huecos tamaño estándar	Huecos agrandados y ranura corta	Huecos de ranura		Uniones de tipo aplastamient	
				Carga transver	Carga paralela		
A307	18					11	
A325	39,5					19§	
		15,5*	13,5	11*	9*		
		25+	21,5+	18+	15,5+		
		20++	17++	14,5++	12,5++		
A490	48,5					25¶	
		19*	16*	13,5*	11,5*		
		305+	26+	21,5+	18+		
		24,5++	20,5++	17++	14,5++		

\* Clase A: Cuando las superficies en contacto tienen coeficientes de deslizamiento de 0.33.

+ Clase B: Cuando las superficies en contacto tienen un coeficiente de deslizamiento de 0.50.

++ Clase C: Cuando las superficies en contacto tienen un coeficiente de deslizamiento de 0.40.

§ Úsese 26.6 klb/pulg<sup>2</sup> cuando la rosca está excluida del plano de corte

¶ Úsese 35.0 klb/pulg<sup>2</sup> cuando la rosca está excluida del plano de corte

Fuente: Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.25

**Tabla 4. 21 Esfuerzos admisibles de aplastamiento, en klb/pulg<sup>2</sup>, para uniones emperradas en puentes de carretera**

<b>Condiciones del material de conexión</b>	<b>Pernos A307</b>	<b>Pernos A325</b>	<b>Pernos A490</b>
Roscas permitidas en los planos de cortante	20		
Un solo perno en la línea de fuerza en un hueco estándar o de ranura corta		0,9 Fu *+	0,9 Fu *+
Dos o más pernos en la línea de fuerza en huecos estándar o de ranura corta		1,1Fu*+	1,1Fu*+
Pernos en huecos de ranura larga		0,9 Fu *+	0,9 Fu *+

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.26

\* Fu = mínima resistencia a la tensión especificada para las partes conectadas.

+ No es aplicable cuando la distancia, paralela a la carga, desde el centro del perno al borde la parte conectada es menor que  $1 \frac{1}{2} d$ , en donde d es el diámetro nominal del perno, o la distancia a un perno adyacente es menos de 3d.

### 4.6.5.3 Soldadura<sup>79</sup>

#### 4.6.5.3.1 Símbolos de soldadura<sup>80</sup>

El símbolo de soldadura completo está formado por los siguientes elementos o número de éstos que resulte necesario como son:

- Línea de referencia con flecha
- Símbolos básicos de soldadura
- Las dimensiones
- Símbolos suplementarios
- Símbolos de acabado y,
- La cola la cual contiene especificaciones, el proceso y otras referencias.

Se indica la localización de una soldadura y se traza una flecha con la cabeza apuntando directamente a la junta en donde se desarrolla la soldadura.

<sup>79</sup> Manual de Diseño de Estructuras de acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 5, pág. 5.18

<sup>80</sup> BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Mayo 2006.

En la figura 4.36 se presenta un esquema de los símbolos de soldadura.

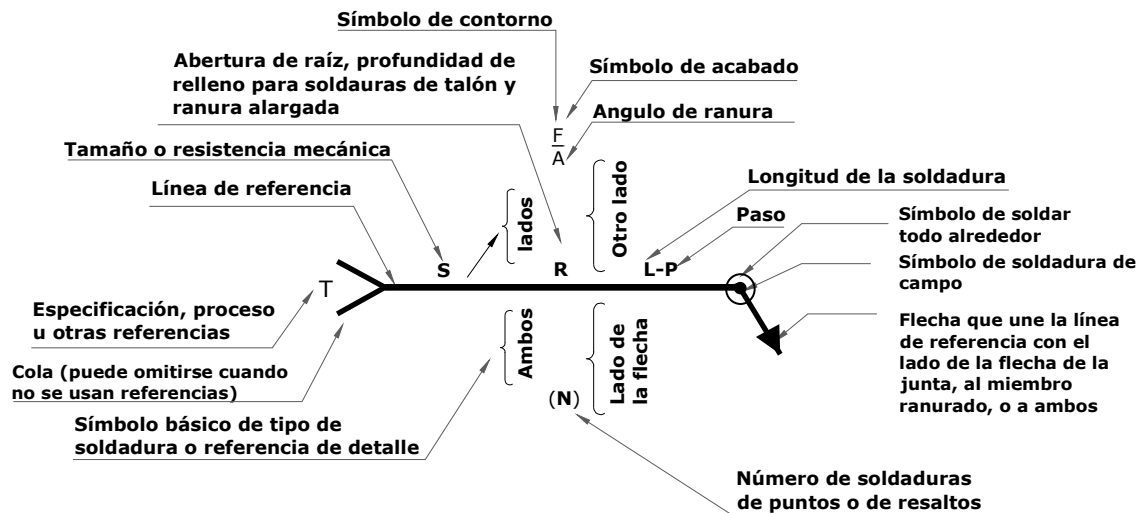


Figura 4. 36 Símbolos de soldadura

#### 4.6.5.3.2 Peso del metal depositado (P.M.D.)<sup>81</sup>

Uno de los parámetros importantes para el cálculo de costos dentro de la soldadura es el P.M.D., aunque hay excepciones, por ejemplo, en la suelta autógena no existe deposición de material por lo que este factor no influye en la soldadura.

Sin embargo en la mayoría de soldaduras por arco se usa el P.M.D., su definición se da por la siguiente expresión:

$$P.M.D. = A_T \text{ (Área transversal de soldadura) } \times \text{Densidad del material de aporte} \times \text{Longitud de Soldadura.} \quad \text{EC: 4. 29}$$

Para encontrar el peso de deposición se necesita conocer el área transversal de la soldadura por lo que, en el sistema que se diseña se considera la variedad de juntas posibles, las cuales son calculadas por geometría.

<sup>81</sup> BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Mayo 2006.



Pero como se sabe, toda soldadura bien realizada cuenta con una sobremonta o refuerzo, el cual también se toma en cuenta con un porcentaje del 10% para juntas simples y 20% para juntas dobles.

Otros valores que arbitrariamente se toma en cuenta es la consideración del acero como material de aporte por lo que es constante, su densidad  $7.85 \text{ cm}^3/\text{gr}$ .

En la tabla 4.22 se presenta las fórmulas correspondientes a los tipos de soldadura, y en la figura 4.37 se presenta la simbología de una junta soldada.

**Tabla 4. 22** Fórmulas de Área Transversal según tipo de soldadura

Nombre	Fórmula
Soldadura de ranura recta	$A_T = E * SR$
Soldadura de ranura en "V"	$A_T = (t - f)^2 * \text{Tan}\left(\frac{\alpha}{2}\right) + (t * R)$
Soldadura de ranura en media "V"	$A_T = (t - f)^2 * \frac{\text{Tan}(\alpha)}{2} + R$

**Fuente:** BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Mayo 2006.

Donde:

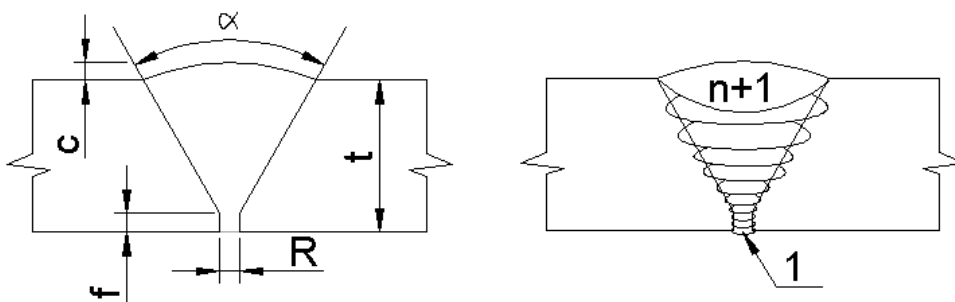
R = Separación de Raíz

f = Cara de Raíz

t = Espesor del material base

$\alpha$  = Ángulo de Bisel

C = Sobremonta



**Figura 4. 37** Simbología de una soldadura de ranura

#### 4.6.5.3.3 Factor de Operación (F.O.)<sup>82</sup>

Para realizar las juntas soldadas se debe tomar en cuenta no solo el tiempo que se suelda si no también el tiempo que lleva ensamblar y preparar la junta, por lo que el tiempo de soldadura se divide en:

- Tiempo de arco: Es el tiempo en el cual el soldador se encuentra depositando metal en la junta, es decir el tiempo verdadero que le toma al soldador realizar determinada junta.
- Tiempo muerto: dentro de este tiempo se tiene:
  - ◆ Tiempo de ensamble de las estructuras metálicas.
  - ◆ Tiempo de posicionamiento y depreciación de la junta: momentos traslapados de equipo, limpieza de juntas, entre otros.

El tiempo trabajado es la suma de los dos conceptos antes expuestos, este factor de operación se puede calcular como muestra la ecuación 4.30

$$F.O = \frac{\text{Tiempo de arco}}{\text{Tiempo de total trabajado}} \quad \text{EC: 4. 30}$$

La eficiencia de un trabajador varía de acuerdo al tiempo de arco, es por eso que un trabajador es más eficiente si aumenta el tiempo de arco.

El factor de operación es un concepto muy importante porque interviene en varios costos como se ve posteriormente, por lo que se debe tratar de aumentar como sea posible este factor.

Una buena organización de montaje ayuda sustancialmente a aumentar este factor ya que se disminuye el tiempo muerto.

---

<sup>82</sup> BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Mayo 2006.

#### 4.6.5.3.4 *Peso de electrodos requerido (P.E.R.)*<sup>83</sup>

Como se dijo anteriormente el P.M.D. ayuda a saber la cantidad de material de aporte que se necesita, pero el peso antes calculado es teórico ya que se pierde material por salpicaduras, por escoria, por colillas no consumidas entre otros aspectos. Es por eso que el peso de electrodos se define como la relación del P.M.D. y la eficiencia de deposición, así:

$$P.E.R = \frac{P.M.D}{\text{Eficiencia de Deposición (E}_D\text{)}} * 100 \quad \text{EC: 4. 31}$$

#### 4.6.5.3.5 *Eficiencia de deposición (E<sub>D</sub>)*

La eficiencia de deposición se puede calcular mediante la norma que habla de eficiencia, y es la UNE 14038. El primer dato que se calcula es el peso del alambre consumido independiente del proceso, luego se calcula el peso de los electrodos y el peso del metal, encontrando de esta forma el rendimiento o eficiencia de deposición.

#### 4.6.5.3.6 *Costo de electrodos*<sup>84</sup>

El costo de los electrodos se puede calcular tomando en cuenta el costo para un metro de soldadura para ello se usa la siguiente fórmula:

$$\text{Costo de Electrodos} \left[ \frac{s}{m} \right] = \frac{\text{Valor del Electrodo} \left[ \frac{s}{kg} \right] * P.E.R \left[ \frac{kg}{m} \right]}{E_D \%} \quad \text{EC: 4. 32}$$

*Donde:*

**Valor del electrodo:** Es el costo al cual se compra a los distribuidores, este valor puede disminuir realizando compras de gran cantidad. La eficiencia de deposición como se dijo se puede calcular o se toma por experiencia de los soldadores.

<sup>83</sup> BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios;

<sup>84</sup> BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Mayo 2006.

#### 4.6.5.3.6 Requisitos entre el metal de aporte y el metal base

En la tabla 4.23 se presentan los requisitos entre el metal de aporte y el metal base para las soldaduras de surco de penetración completa en la construcción de puentes.

**Tabla 4. 23 Requisitos de acoplamiento entre el metal de aporte de aporte y el metal**

(a) Calificadas de acuerdo con AWS D1.5 y el parágrafo 5.7

Metal Base*	Proceso de Soldeo †		
	Arco metálico protegido	Arco Sumergido	Arco de núcleo de fundente con gas protector externo
A36/M270 grado 36	AWS A5.1 o A5.5 E7016, E7018 o E7028	AWS A5.17 F6A-EXXX F7A0-EXXX o	AWS A5.20 E6XT-1,5 E7XT-1,5
A572 M270 grado 50 tipo 1, 2 o 3	AWS A5.1 o A5.5 E7016, E7018 o E7028		
A588/M270 grado 50W 4 pulg de espesor y menos		AWS A5.17 F7A-EXXX	AWS A5.20 E7XT-1,5
A582/M70 grado 70	AWS A5.5 E9018-M		
A582/M270 grado 70‡		AWS A5.23 F9AX-EXXX-X	AWS A5.29 E9XT1-X E9XT5-X
A514/M270 grado 100 A217/m270 grado 100 Sobre 2½ pulg de espesor	AWS A5.5 E10018-M		

(a) Calificadas de acuerdo con AWS D1.5 y el parágrafo 5.7 (Continuación)

Metal Base*	Proceso de Soldeo †					
	Arco de núcleo de fundente autoprotectido	Arco metálico de gas	Escoria conductora	Gas conductor	Arco Sumergido	Arco metálico protegido
A36/M270 grado 36	AWS A5.20 E6XT-6.8 E7XT-6.8 AWSA5.29 E6XT8-X E7XT8-X	AWS A5.18 ER70S- 2,3,6,7	AWS A5.25 FES60-XXXX FES70-XXXX FES72-XXXX	AWS A5.26 EG60XXXX EG62XXXX EG70XXXX EG72XXXX		
A572 M270 grado 50 o A588/M270 grado 50W 4 pulg de espesor y menos	AWS A5.20 E7XT-6.8 AWS A5.29 E7XTS-X	AWS A5.18 ER70S- 2,3,6,7	AWS A5.25 FES70-XXXX FES72-XXXX	AWS A5.26 EG70XXXX EG72XXXX		

.../

**Tabla 4.23 Requisitos de acoplamiento entre el metal de aporte de aporte y el metal (Continuación)**

A852/M270grado70‡	Como fue aprobado por el ingeniero					
A514/M70 grado100 o A517/M270 grado 50w 4 pulg de espesor y menos	Con gas protector extremo AWS A5.5 E100 T5-K3 E101 T1-K7	AWS A5.28 ER110S-1 ER100S-2				AWS A5.23 F10A- EM2-M2
A514/M270 grado 100 A217/m270 grado 100 Sobre 2½ pulg de espesor o menos	Con gas protector extremo AWS A5.29 E110 T5-K3,k4 111 T1-K4	AWS A5.28 ER110S-1				AWS A5.23 F11A4- EM3-M3  AWS A5.5 E11018- M

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 5, pág. 5.21

\* En juntas que involucran metales de base de dos resistencias a la sedancia diferentes pueden utilizarse el metal de aportación aplicable al metal de base de menor resistencia.

†Las especificaciones de electrodo con las mismas propiedades a la sedancia y a la tención, pero con menor temperatura de impacto, pueden sustituirse (por ejemplo, F7A2-EXXX puede sustituirse por F7A0-EXXX).

‡ Pueden requerirse materiales y procedimientos especiales de soldeo para acoplar características atmosféricas de corrosión e interperización.

Véase AWS D1.5.

§ No autorizados para miembros a tensión ni sometidos a inversión de esfuerzos.

#### 4.6.5.3.7 Soldaduras de Filete<sup>85</sup>

Las soldaduras de filete tienen la forma general de un triángulo rectángulo isósceles (figura 4.38). El tamaño de la soldadura está dado por la longitud de los catetos.

La resistencia está determinada por el espesor de la garganta, la distancia más corta desde la raíz (intersección de los catetos) a la cara (hipotenusa) de la soldadura.

Si los dos catetos son desiguales, el tamaño nominal de la soldadura está dado por el más corto de ellos. Si las soldaduras son cóncavas, la garganta disminuye en concordancia y lo mismo ocurre con la resistencia.

Las soldaduras de filete se usan para unir dos superficies aproximadamente a ángulos rectos entre sí. Las uniones son traslapadas (figura 4.39 b) o en T o esquineras (figura 4.39 c).

<sup>85</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 5, pág. 5.20

Las soldaduras de filete también pueden usarse con soldaduras de surco para reforzar uniones de esquina.

En una unión en T oblicua, el ángulo incluido del depósito de soldadura puede variar hasta  $30^\circ$  con respecto a la perpendicular, y una esquina del borde que va a ser conectado puede levantarse, hasta  $3/16$  pulg.

Si la separación es mayor que  $1/16$  pulg, el cateto de soldadura debe aumentarse en la cantidad de la abertura de la raíz.

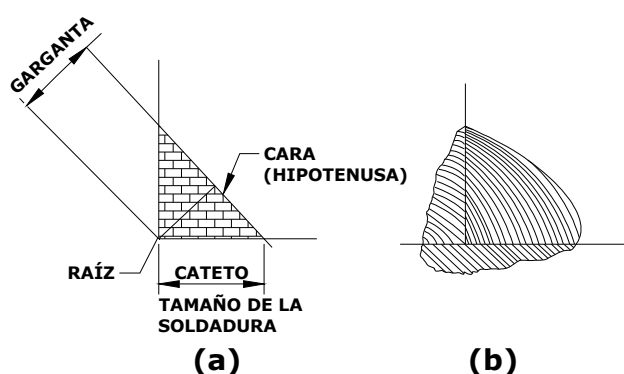


Figura 4. 38 Soldadura de Filete (a)Sección transversal. (b) Sección transversal real

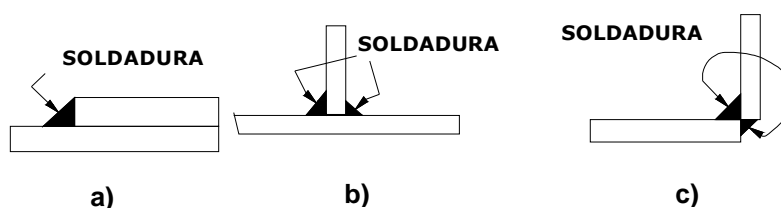


Figura 4. 39 (a) Junta soldada traslapada. (b) Junta en T. (c) Junta de esquina

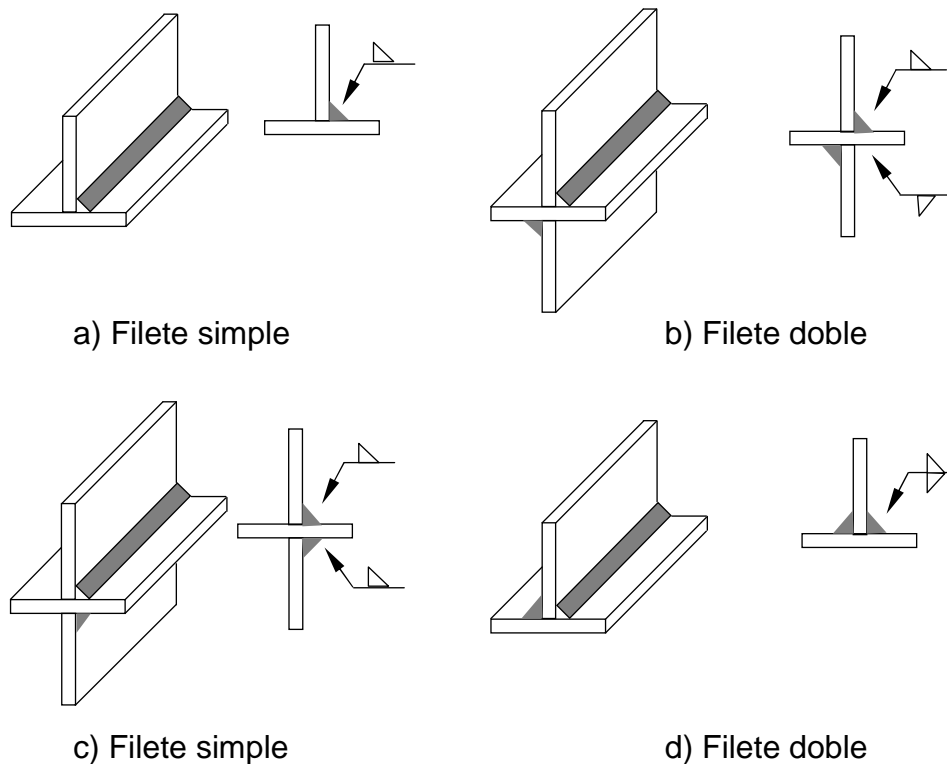
#### 4.6.5.3.8 Representación de la soldadura de filete<sup>86</sup>

Como su propio símbolo lo sugiere, estas soldaduras son básicamente triangulares vistas desde su sección, aunque su forma no sea siempre un triángulo perfecto o isósceles.

En el caso de que las dos caras de la soldadura sean de la misma dimensión entonces se da una sola medida, cuando se tiene caras desiguales entonces es necesario especificar ambas dimensiones.

<sup>86</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 5, pág. 5.29

En la figura 4.40 se muestra la representación de la soldadura de filete.



**Figura 4. 40 Soldadura de filete y su representación**

En el caso de soldaduras intermitentes o interrumpidas, el largo de la soldadura como la separación centro a centro son indicados siempre a la derecha del símbolo de filete.

#### 4.6.5.3.9 Restricciones a las dimensiones de la soldadura de Filete

Para un determinado tamaño de soldadura de filete, la tasa de enfriamiento es más rápida y la restricción es mayor con placas gruesas que con placas delgadas.

Para impedir el agrietamiento debido a esfuerzos internos resultantes, las especificaciones establecen tamaños mínimos para las soldaduras de filete, dependiendo del espesor de la placa. (Tabla 4.24)

En los puentes, las soldaduras de sellamiento deben ser continuas. El tamaño debe cambiarse solamente cuando se requiera por razones de resistencia o por cambios en el espesor de la placa.

Estas exigen que los esfuerzos admisibles en el material base adyacente no se sobrepasen cuando una soldadura de filete se someta a esfuerzo a su capacidad permitida, como muestra la figura 4.41. La tabla 4.24 muestra el tamaño mínimo de soldadura de filete y el límite de espesor de la placa

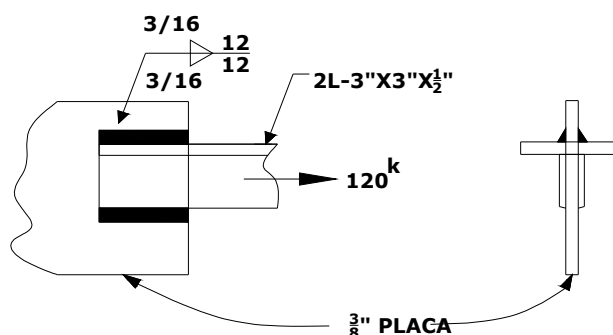
**Tabla 4. 24**      **Tamaños mínimos de soldaduras de filete y límites de espesor de placa**

Tamaños de la soldaduras de filete*, en pulg.	Máximo espesor de la placa, en pulg. §	Mínimo espesor de placa para soldadura de filete a cada lado de la placa, en pulg.	
Puentes † AWS D1.5		Acero de 36 <b>klb/pulg<sup>2</sup></b>	Acero de 50 <b>klb/pulg<sup>2</sup></b>
—	$\frac{1}{4}$	—	—
—	$\frac{1}{2}$	0.38	0.28
$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$	0.51	0.37
$\frac{5}{16}$	más de $\frac{3}{4}$	0.64	0.46

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F, Tomo 2, Sección 5, pág. 5.29

\* Es necesario que el tamaño de la soldadura no sobrepase el espesor de la parte unida más delgada, pero las normas de la AISC y D1.5 de la AWS exigen que se tenga cuidado para suministrar suficiente precalentamiento con el fin de asegurar la calidad de la soldadura.

§ El espesor de la placa es el espesor de la parte unida más gruesa



**Figura 4. 41**      **Las soldaduras a ambos lados de una placa inducen esfuerzos en ésta.**

La norma D1.5 exige que la mínima longitud efectiva de una soldadura de filete sea por lo menos cuatro veces el tamaño nominal.

Las soldaduras de filete intermitentes se prohíben en puentes, en general, debido a los requerimientos de sellamiento de los bordes con el fin de impedir la penetración de humedad y para evitar fallas por fatiga.



Si las soldaduras de filete longitudinales se usan solas en las conexiones extremas de los miembros a tensión de barra plana, la longitud de cada soldadura de filete es por lo menos igual a la distancia perpendicular entre las soldaduras.

El espaciamiento transversal de las soldaduras de filete longitudinales en las conexiones extremas no debe sobrepasar 8 pulg, a menos que el diseño de alguna otra manera impida excesiva flexión transversal en las conexiones.

#### 4.6.5.3.10 Soldadura de ranura<sup>87</sup>

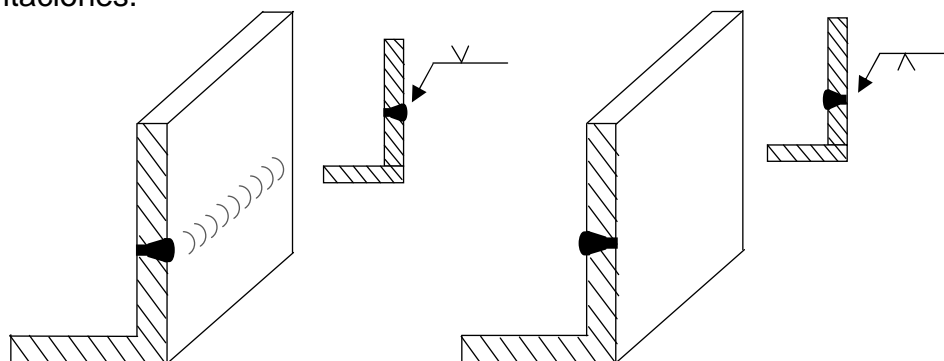
En este tipo de soldadura se puede realizar variedad de juntas debido a que todo depende de la geometría con que es unida y la preparación de los bordes.

Si los ángulos de ranura y las aberturas de fondo de raíz no están de acuerdo a las normas de taller establecidas (WPS), se especifica en el símbolo de la soldadura.

Para soldar con ranura se deja un espacio entre los metales base, hay factores que inciden en el diseño dentro de este tipo de soldadura como son:

- El ángulo de la ranura
- La cara de la ranura
- El radio de la ranura.

En la figura 4.42 se presentan algunos los tipos de soldadura de ranura en “V” y sus representaciones.



**Figura 4. 42 Tipo Soldadura de ranura en “V”**

<sup>87</sup> BONILLA Galo; Optimización de los Procesos en la Construcción de Estructuras Metálicas de Edificios; Tesis Ing. Mecánica; Mayo 2006.

#### 4.6.5.4 Conexiones para vigas secundarias<sup>88</sup>

Se usa una conexión de simple cortante, es decir, solo transmite fuerza cortante. Por esta razón se utiliza en la conexión de vigas secundarias de estructuras. Es una de las conexiones de uso más común y se puede usar con una combinación de pernos y soldadura ó totalmente empernada o totalmente soldada.

##### 4.6.5.4.1 *Holgura De Borde*

Cuando se usa este tipo de conexión, la viga soportada debe situarse a media pulgada (aproximadamente 13mm) del borde de la columna o alma de la viga a la que se conecte. A este espacio se le conoce como holgura de borde, y ofrece tolerancias de longitud y permite inexactitudes en el corte de las vigas-

##### 4.6.5.4.2 *Recorte o despatinamiento.*

Cuando una viga secundaria se conecta por ejemplo a una trabe, esta debe quedar al ras con el patín superior.

Por lo que el extremo superior de la viga soportada debe recortarse para evitar interferencia con el patín de la viga trabe. Lo anterior se denomina recorte o despatinamiento, el cual es recto con un radio suave, como se muestra en la figura 4.43.

La profundidad mínima  $d_{\text{recorte}}$  para el caso de vigas soldadas, se dejará una distancia  $k$  al tamaño del filete de soldadura de la trabe más 20mm. La longitud del recorte  $L_{\text{recorte}}$  debe proporcionar de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  de pulgada (de 13 a 20mm) de espacio libre desde el patín de la trabe al patín de la viga superior, por lo que se expresa con la siguiente ecuación:

$$L_{\text{recorte}} = \frac{1}{2} b_{\text{fg}} - \frac{1}{2} t_{\text{wg}} - 13\text{mm} + (\text{de } 13 \text{ a } 20)\text{mm.} \quad \text{EC: 4. 33}$$

---

<sup>88</sup> Sriramulu Vnnakota, 2006, "Estructuras de acero", 1era. Edic., Editorial McGraw-Hill, México, pág 797.

Donde:

$d_{\text{recorte}}$  = k, para las vigas laminadas se obtiene de las tablas del manual de la AISC.

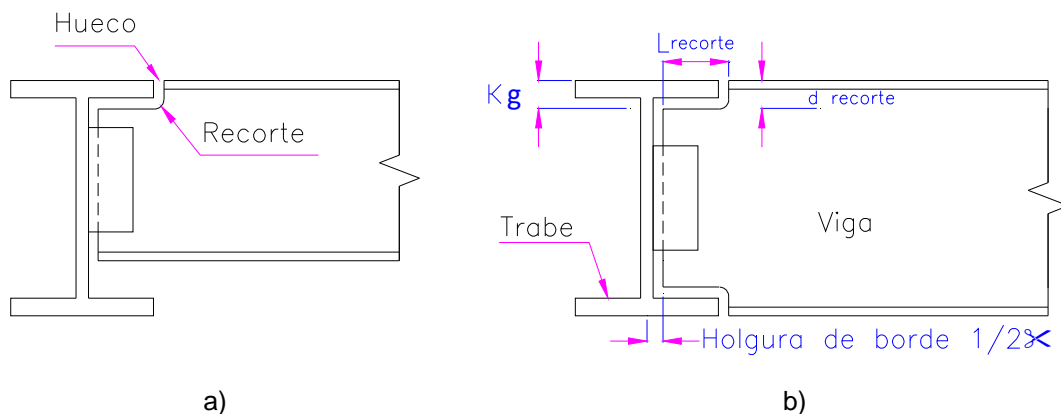
$d_{\text{recorte}}$  = tamaño del filete de la trabe + 20mm para traveses soldados.

$b_{\text{fg}}$  = ancho del patín de la trabe

$t_{\text{wg}}$  = espesor del alma de la trabe

$d_{\text{recorte}}$  = profundidad del recorte (pulg. o mm.)

$L_{\text{recorte}}$  = longitud del recorte (pulg. o mm.)



**Figura 4. 43** a) Viga recortada sólo en el patín superior, b) Viga recortada en ambos patines

#### 4.7 DISEÑO DEL PUENTE TIPO (CÁLCULOS)

Para la reparación del puente de hormigón dañado tipo se procede a dividir en tres tramos y son:

##### 1. Tramo Dovela Tipo I

Este tramo constituye una luz igual a 30.3m, que comprende desde la parte del estribo izquierdo hasta la parte de la pila afectada. (Ver la figura 4.44)

##### 2. Tramo Pila

Este tramo constituye una luz igual a 11.66m, que comprende toda la sección correspondiente a la pila afectada. (Ver la figura 4.44)

##### 3. Tramo Dovela Tipo II

Este tramo constituye una luz igual a 30.3m, que comprende desde la parte de la pila afectada hasta la parte de la pila en buen estado de hormigón en el extremo derecho. (Ver la figura 4.44)



Figura 4. 44 Tres tramos del Puente Tipo de hormigón “Puente Camarones” a ser reparado.

#### 4.7.1 DATOS INICIALES DEL PUENTE

Tabla 4. 25 Características Geométricas.

DATOS	unidades en m
LONGITUD TOTAL DEL PUENTE CAMARONES	156.30
LUZ DEL PRIMER Y TERCER TRAMO DEL PUENTE A REPARAR	30.30
LUZ DEL SEGUNDO TRAMO DEL PUENTE A REPARAR	11.66
NUMERO DE TRAMOS DEL PUENTE DE LUZ 30.3m	4
NUMERO DE TRAMOS A REPARAR:	2
DISTANCIA ENTRE CENTRO A CENTRO VIGAS PRINCIPALES	2,80
DISTANCIA ENTRE CENTRO DOVELAS	2,80
ANCHO DE LA CALZADA: (S)	8,50
ANCHO DEL ANDÉN	0,56
LUZ DEL VOLADIZO	0,80
ESPESSOR DEL TABLERO (PLANCHA CORRUGADA) ASTM – A36	0,006
NUMERO DE VIGAS PRINCIPALES I EN UN TRAMO DE LUZ 30.3m	4u
NUMERO DE DOVELAS EN UN TRAMO DE LUZ 30.3m	2u
NUMERO DE VIGAS TRANSVERSALES EN UN TRAMO DE LUZ 30.3m	93u de 2,8m

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

Tabla 4. 26 Características de los materiales para la reparación

TIPO DE ACERO	Fy [kg / cm <sup>2</sup> ]
ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS PRINCIPALES, VIGAS TRANSVERSALES Y RIGIDIZADORES DE APOYO ASTM A-588 ; 50ksi	3518,00
ACERO RIGIDIZADORES TRANVERSALES, BARANDA Y ANDÉN ASTM - A36	2531,05
MÓDULO DE ELASTICIDAD ACERO	2.030.000,00 [kg/cm <sup>2</sup> ]
DENSIDAD ACERO:	7850 [Kg/m <sup>3</sup> ]

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

## 4.7.2 COMBINACIÓN DE CARGAS

Se muestra los tipos de carga móvil para los cuales se va a diseñar el puente, se diseña para el mayor valor en fuerzas internas de las siguientes combinaciones:

**Primera Carga:** Camión de diseño HS-20-44 afectado por el factor de impacto, el camión HS 20-44 se muestra en la figura 4.45

**Segunda Carga:** Carga de faja HS-20-44 más las cargas puntuales de momento y de cortante (usadas para encontrar la fuerza interna correspondiente).

### CAMION HS 20-44 AASHTO PARA DISEÑO DE PUENTES

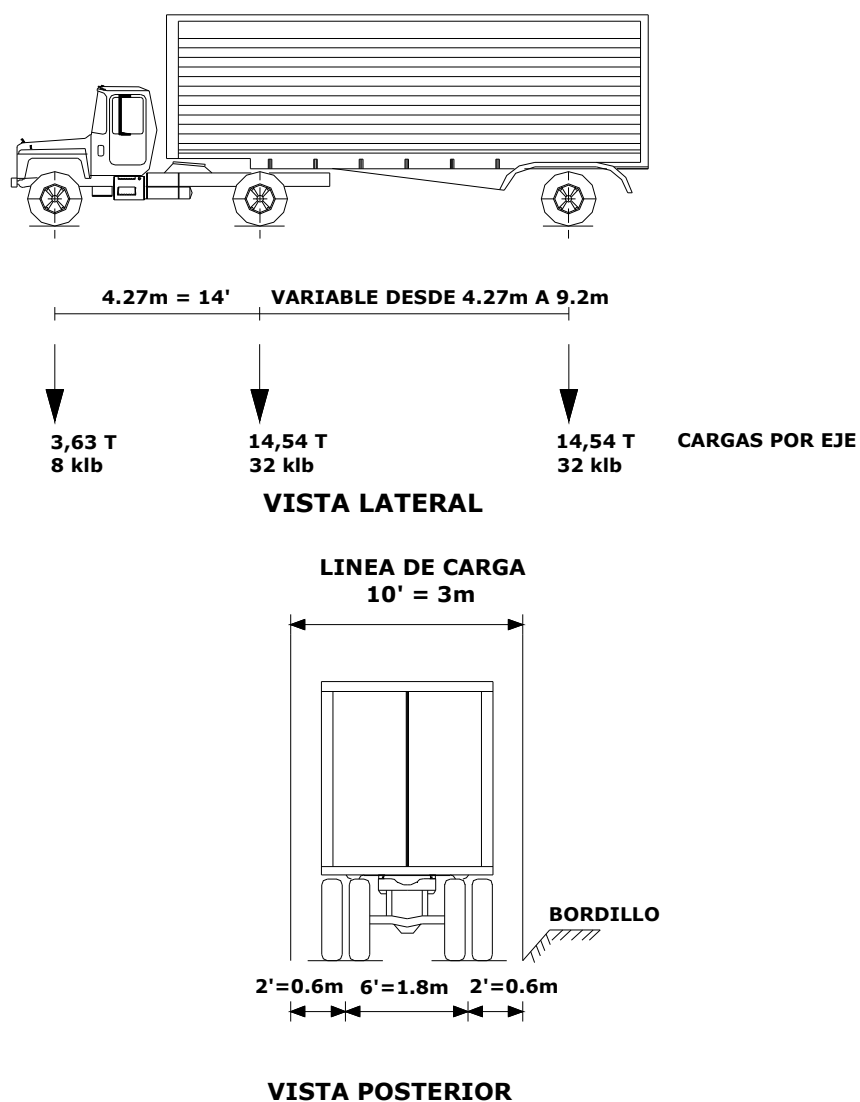


Figura 4. 45 Camión HS 20-44 para diseño de puentes

Tabla 4. 27 Cargas vivas, para camión HS 20-44

<b>CARGAS VIVAS, PARA CAMIÓN HS 20-44 AASHTO</b>		
<b>Camión y franja de cargas HS 20-44</b>	<b>Unidades métricas</b>	<b>Unidades inglesas</b>
Wcv = (carga distribuida)	0,952 T/m	0,64 Klb/pie
P cortante =	11,81 T	26 klb
P momento =	8,18 T	18 klb
<b>Cargas Vivas, Para Camión HS 20-44</b>	<b>Unidades métricas</b>	<b>Unidades inglesas</b>
Carga Puntual	14,54 T	32 Klb
Carga Puntual	14,54 T	32 Klb
Carga Puntual	3,63 T	8 Klb

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

### 4.7.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO DOVELA TIPO I

#### 4.7.3.1 Diseño del Emparrillado abierto de acero

Se obtiene el espesor de la losa del tablero aplicando los siguientes criterios:

- Soldabilidad
- Resistencia al desgaste de la superficie
- Pandeo

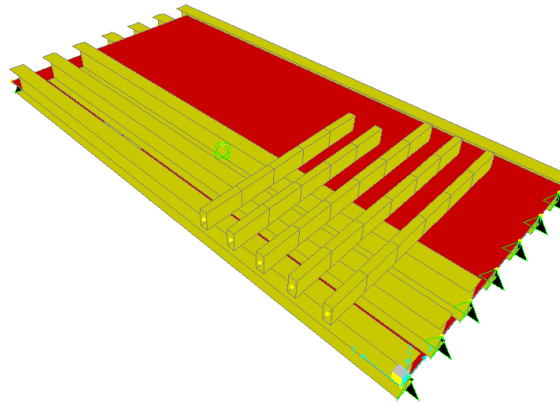
De acuerdo a estos criterios, se usa como superficie de rodadura del emparrillado planchas de acero antideslizante, asumiendo que la losa se encuentra apoyada sobre cada una de las viguetas que formarán parte de los tableros metálicos.

Además debido a que la distancia entre dos viguetas es menor al ancho de las llantas traseras para el camión HS20-44 (50.8cm), la plancha de acero no flexiona entre dos viguetas.

Entonces el emparrillado de acero es formado por tableros de acero, como se muestra en la figura 4.46. Los tableros de acero son creados por planchas de acero corrugado de 6mm (como superficie de rodadura), viguetas internas tipo *I* ubicados longitudinalmente (serán las encargadas de evitar pandeo de la

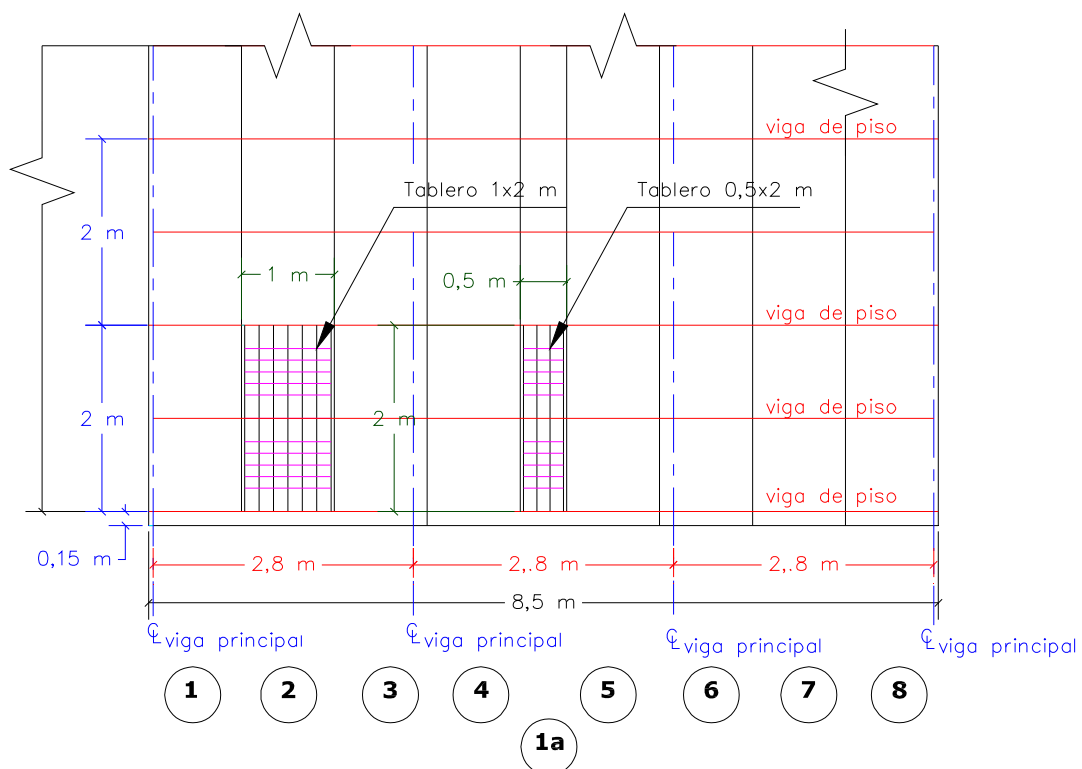
superficie de rodadura), y traveserosos o diafragmas ubicados transversalmente (encargados de rigidizar a las viguetas para evitar el pandeo de la losa). Se prevee **0,15 [m]** para los apoyos en los extremos.

La disposición de los tableros para el tramo dovela tipo I se muestra en la figura 4.47.



**Figura 4.46** Vista superior de un tablero de 1x2 [m] del emparrillado de acero del tramo dovela Tipo I

4.7.3.1.1 Disposición de tableros de 1x2m y tableros 0,5x2m que conforman el emparrillado de acero para el tramo dovela Tipo I.



**Figura 4.47** Disposición de los tableros que forman el emparrillado de acero.

El emparrillado abierto de acero total para el tramo dovela tipo I de luz 30.3 [m], está compuesto de<sup>89</sup>:

- Tablero de 1 x 2m = 144 unidades
- Tablero de 0,5 x 2m = 16 unidades

#### 4.7.3.1.2 Diseño del Tablero por Esfuerzos Admisibles (DEA)

Las vigas y las vigas esbeltas armadas se diseñan por el método del momento de inercia, es decir, por flexión pura, para satisfacer la fórmula de flexión:

$$\frac{I}{c} = \frac{M}{F_b} \quad f_b \leq F_b \quad \text{EC: 4. 34}$$

Donde;

$I$  = Momento de inercia, en  $\text{cm}^4$ ,  $\text{mm}^4$  de la sección bruta para el esfuerzo de compresión, y de la sección neta para el esfuerzo a la tensión

$c$  = Distancia, en cm,mm desde el eje neutro a la superficie más externa

$M$  = Momento flector en la sección, en [T-m]

$F_b$  = Esfuerzo admisible a flexión.

$f_b$  = Esfuerzo calculado a flexión.

$$M_c = F_b * S \quad \text{EC: 4. 35}$$

Donde;

$S$  = Módulo de sección en  $\text{m}^3$ ,  $\text{cm}^3$ ,  $\text{mm}^3$ .

Se analiza la resistencia a flexión del tablero 1x2m, debido a que de los dos tableros que forman parte del emparrillado del tramo dovela Tipo I es más vulnerable que el tablero de 0.5x2m.

Se hace un arreglo de tableros tal que las cargas queden distribuidas de la forma de la figura 4.47.

Para el diseño se realiza el método de prueba y error de las viguetas y traveseros, tal que resistan a pandeo, y mediante cálculos elaborados en el SAP 2000 versión 12, con las respectivas combinaciones de carga.

---

<sup>89</sup> VER ANEXO 4 (Peso del emparrillado de acero para el tramo dovela Tipo I)



4.7.3.1.3 Cargas vivas usadas en uno de los tableros que forman el emparrillado acero del tramo dovela tipo I.

La carga viva distribuida a la viga principal con espaciamiento **S = 2,80 [m]** es:

$$F.D = \frac{S}{2400} \quad \text{PARA EMPARRILLADO DE ACERO}^{90} \quad \text{EC: 4.36}$$

$$F.D = \frac{2800}{2400}$$

Por tanto la viga recibe **1,15 cargas de eje**.

Las viguetas que soportan el tablero reciben: **1,15 cargas de eje**, y queda sometida a cargas móviles concentradas, en intervalos de 14 [pies] = **4,27 [m]**, de:

$$W_2 = F.D. * P_1 \quad \text{EC: 4.37}$$

Donde;

F.D. = Factor de distribución de carga de eje = 1,15

$P_1$  = Carga de camión,  $P_1 = 14,54 [T]$

$W_2 = 16,72 [T]$

$$W_1 = F.D. * P_2 \quad \text{EC: 4.38}$$

Donde;

F.D. = Factor de distribución de carga de eje = 1,15

$P_2$  = Carga de camión,  $P_2 = 3,63 [T]$

$W_1 = 4,17 [T]$

Por las dimensiones del tablero de **1x2 [m]** (Figuras 4.48, 4.50 y 4.51), la única carga que participa en el tablero es la de una sola llanta del camión HS20-44, así:

$$W_2 = (16,72 / 2) = 8,36 [T]$$

Entonces la carga viva del camión en donde presenta mayor momento en el tablero de 1x2m, se muestran en la figura 4.49. Los diagramas momentos, cortantes y de deformación calculados en el programa SAP, se muestra en las figuras 4.52 y 4.53.

---

<sup>90</sup> Ver Capítulo 4, Tabla 4.18.

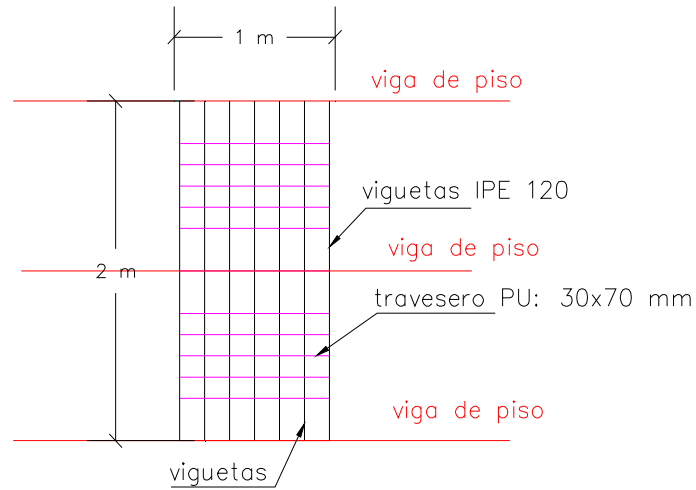


Figura 4. 48 Tablero Tipo de dimensiones 1x2m.

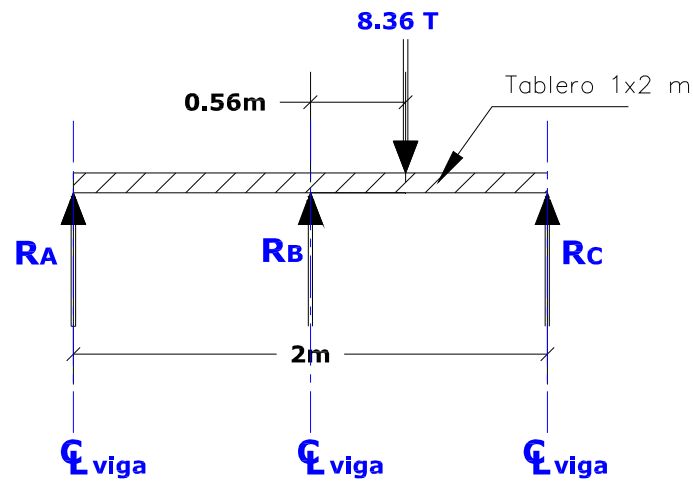


Figura 4. 49 Cargas vivas de camión HS 20-44 que el tablero de 1x2m soporta.

#### 4.7.3.1.4 Cálculos de Momentos y Cortantes del Tablero de 1x2 m en el programa SAP 2000 v12

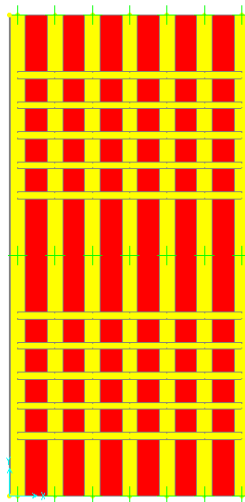


Figura 4. 50 Sección del tablero 1x2 m plano x-y

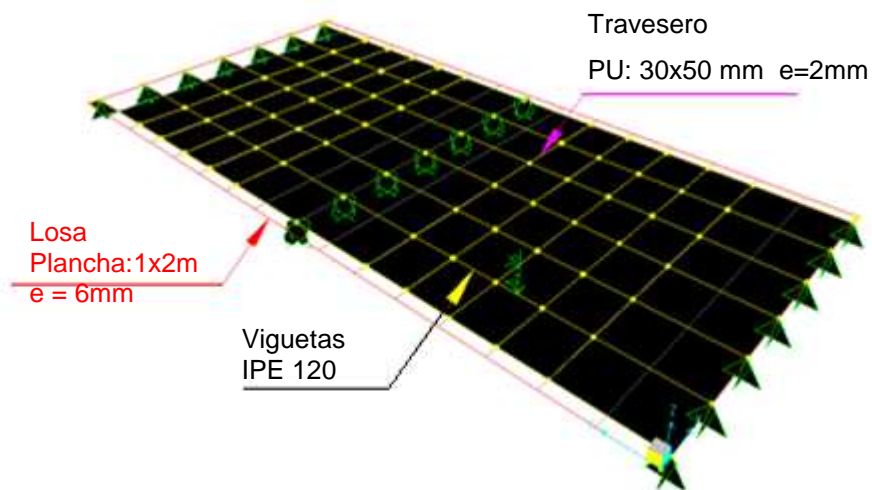
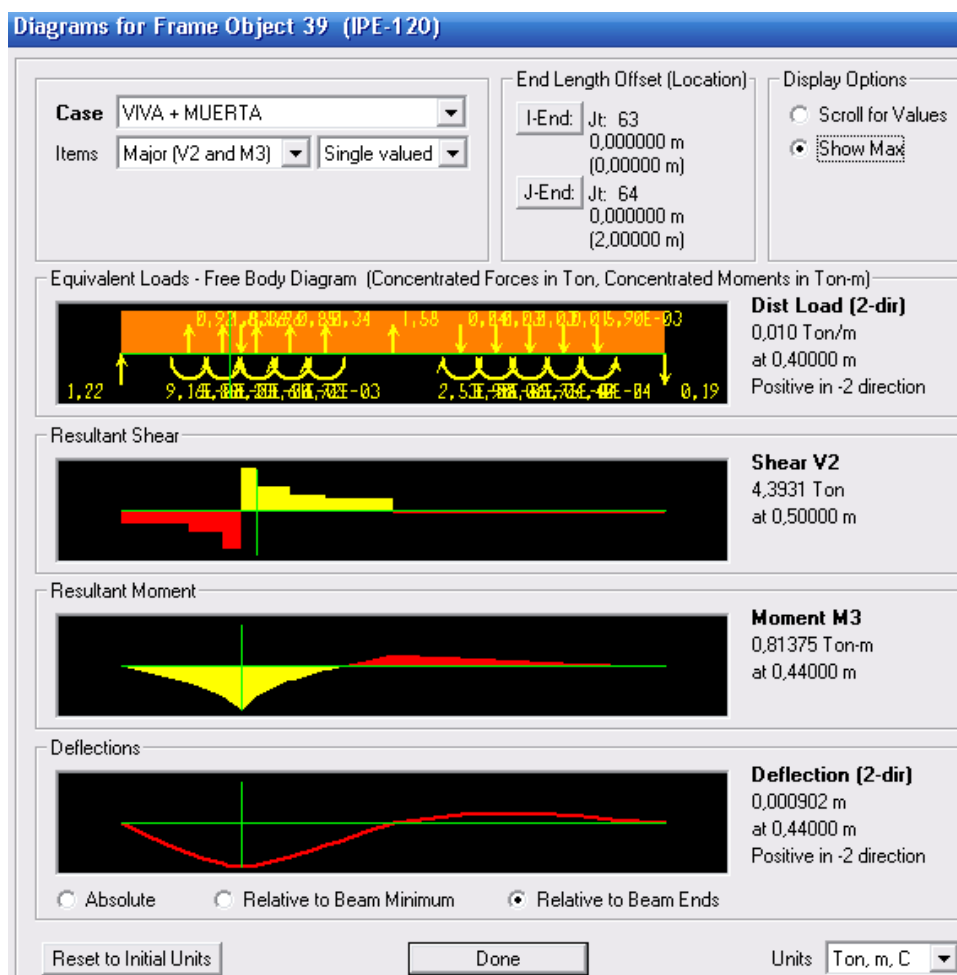
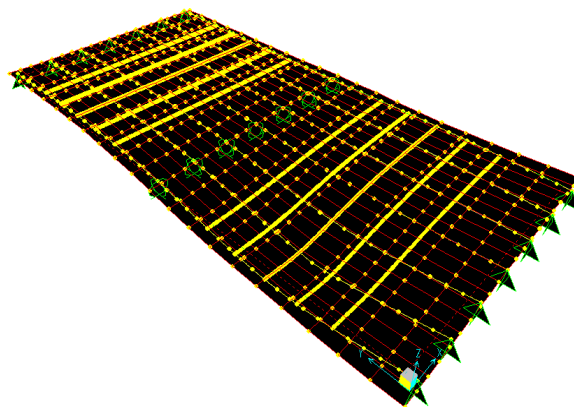


Figura 4. 51 Malla de la sección el tablero 1x2 m, aplicada la carga viva de (8.36 Ton) de un camión HS 20-44, carga aplicada en la viga que produce mayor Momento.



Calculado por: Sandra Durán; Cristina Quishpe

Figura 4. 52 Diagrama de Momento máximos, Cortante y Deformación del tablero 1x2 m aplicado combinación de carga viva+ muerta.



**Figura 4. 53** Deformación del Tablero Tipo 1x2 m con combinación de carga viva + carga muerta.

De acuerdo a los cálculos realizados en el programa SAP 2000 versión 12, los máximos esfuerzos sometidos a la combinación de carga muerta y carga viva del camión HS20-44 en el tablero de 1x2m son:

El cortante máximo debido a la combinación es igual a:

$$V_{\text{máx (+)}} = 4,39 \text{ [ T ]} \quad \text{a } (0,44 - 0,49) \text{ [m]}$$

$$V_{\text{máx (-)}} = -3,96 \text{ [ T ]} \quad \text{a } (0,37 - 0,44) \text{ [m]}$$

El máximo momento negativo por carga muerta ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$M_{\text{máx}} = -0,24 \text{ [T-m]} \quad \text{a } 1,01 \text{ [m]}$$

El máximo momento positivo por carga muerta ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$M_{\text{máx (+)}} = 0,814 \text{ [T-m]} \quad \text{a } 0,44 \text{ [m]}$$

Una de las viguetas que va a resistir el tablero de 1x2m y que forma parte del emparrillado de acero tiene una deflexión igual a: **0,1 [mm]**

**Tabla 4. 28** Resumen del Diagrama de Momentos y Cortantes Máximos para el tablero de 1x2m, sometido a la combinación de cargas muerta + viva.

	<b>Carga Muerta + Viva</b>
Momentos máx negativos, en T-m	-0,24
Momentos máx positivos, en T-m	0,814
Cortantes, en T	4,39

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.3.1.5 Cálculo del Momento de Inercia de la sección del tablero de 1x2m

En la figura 4.54 se muestra la composición de un tablero que forma parte del emparrillado de acero, para el cálculo del momento de inercia respectivo.

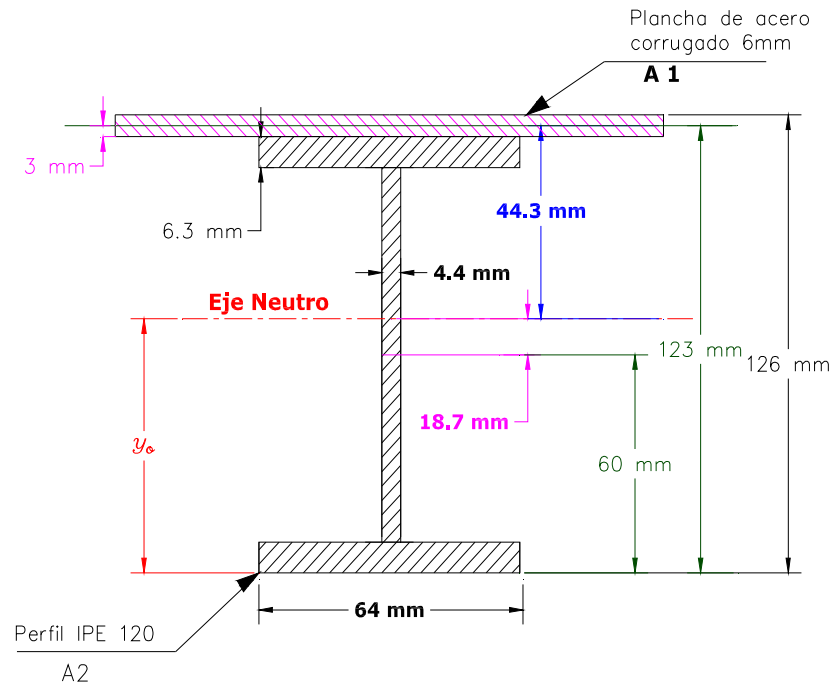


Figura 4. 54 Composición tablero de 1x2m. (Plancha acero corrugado + vigueta)

Tabla 4. 29 Momento de Inercia de la sección del tablero.

Denominación	A1 cm2	A2 cm2	d cm	b1 cm	b2 cm	Yo cm	a1 cm	a2 cm	Ix (1) cm4	Ix (2) cm4	Ix total cm4	I/c	
												cm3	pulg3
IPE 120	14,2	6	12,6	6	12,3	7,87	1,87	4,43	328	0,427	496,83	64	3,84

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

Entonces de acuerdo al Método por Esfuerzos admisibles, para Flexión:

$$\frac{I}{c} = \frac{M_c}{F_b} \quad f_b \leq F_b; \quad F_b = 20 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} \quad (\text{Para acero A36})$$

$$\frac{I}{c} = \frac{496,83}{7,87} = 64 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{Mc}{F_b} = \frac{0,813 \text{ [T-m]} * 2,2 * 100}{20 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} / 2,54^2} = 57,7 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$64 \text{ [cm}^3\text{]} \geq 57,7 \text{ [cm}^3\text{]} \quad (\text{SI CUMPLE})$$

Por lo tanto satisface el diseño a flexión para el tablero de 1x2m.

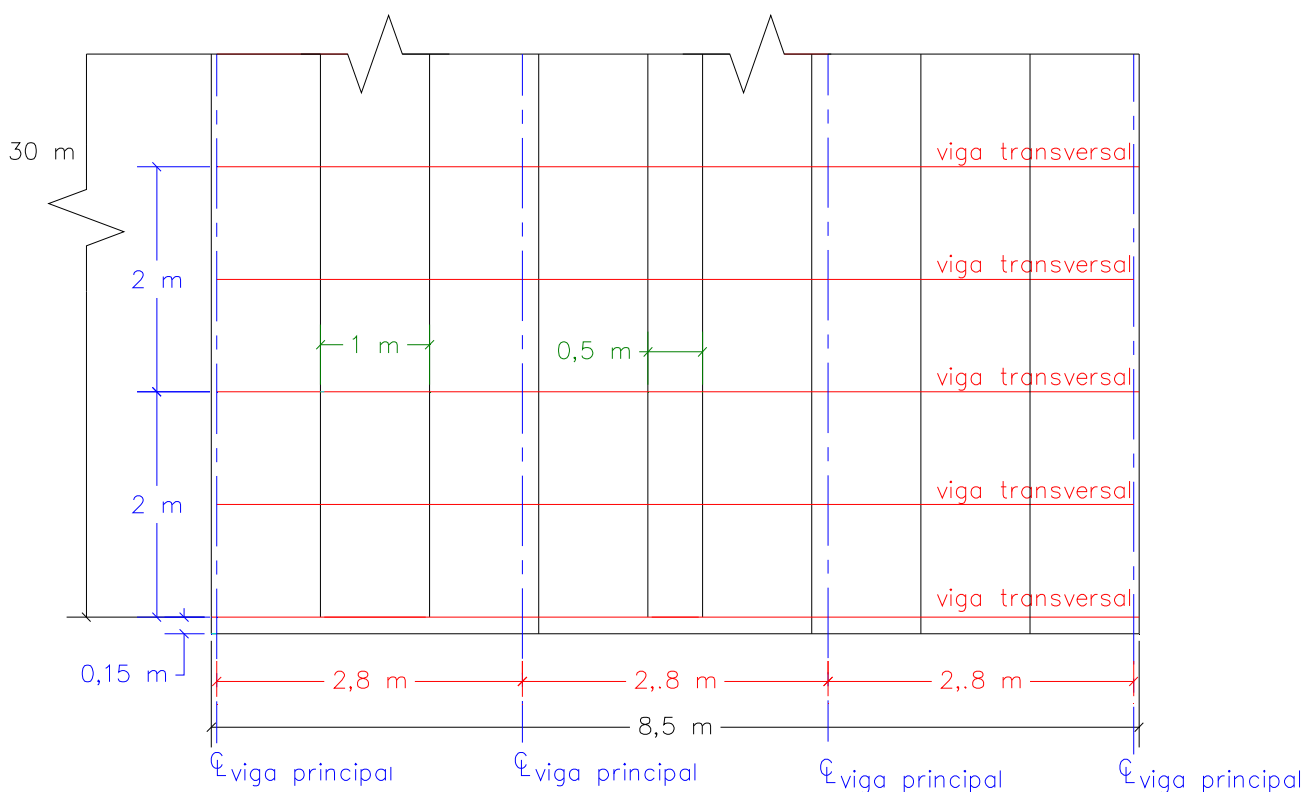
Las soldaduras serán en ángulo (a filete). (VER ANEXO 1, PLANO 100-02.)

### 4.7.3.2 Diseño de las vigas transversales (Vigas de Piso)

Obtenido el peso del emparrillado de acero del tramo dovela tipo I del puente, la viga transversal se considera como una viga empotrada de longitud: **2,80 [m]**. Es decir la luz  $S$  es el espaciamiento entre dos vigas principales la cual soporta una carga muerta uniformemente distribuida debido a su propio y al peso del emparrillado de acero, entonces tres vigas transversales empotradas cubren la luz de la calzada que es igual a **8,50 [m]**. Estas vigas son construidas en acero ASTM A-588.

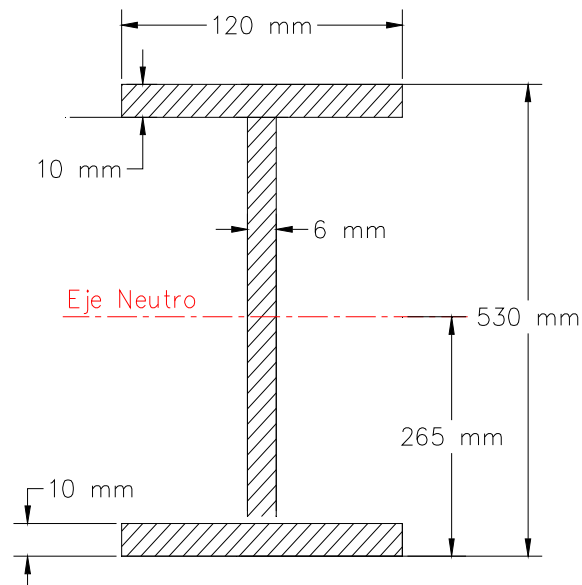
#### 4.7.3.2.1 Disposición de las vigas transversales en el tramo del puente de 30,3 m

Las vigas transversales son espaciadas entre ellas **1 [m]**, teniendo en cuenta que hay una distancia para los apoyos de **0,15 [m]**, como muestra la figura 4.55.



**Figura 4.55 Disposición de las vigas transversales para tramo dovela tipo I**

Para el diseño de la viga transversal se realiza el método de prueba y error de las vigas tal que resistan el pandeo del emparrillado de acero, se considera una viga armada como muestra la figura 4.56, para realizar de los cálculos respectivos.



**Figura 4. 56** Viga Armada Preseleccionada como viga transversal

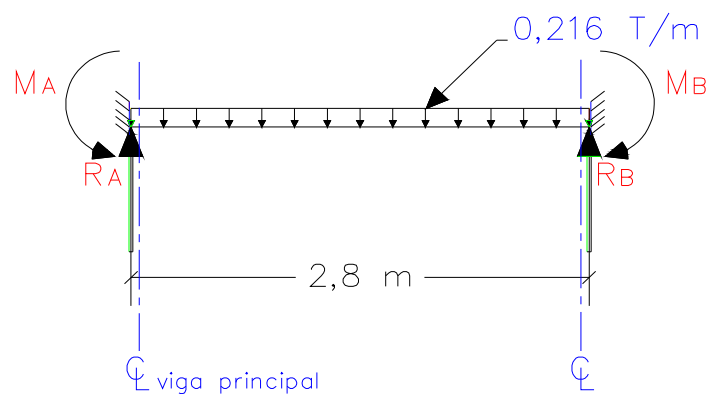
#### 4.7.3.2.2 Carga muerta que soporta una viga transversal

En la tabla 4.30 se presenta la carga muerta soportada por una viga transversal para el tramo dovela Tipo I, y en la figura 4.57 se muestra la ubicación de las cargas en la viga transversal.

**Tabla 4. 30** Carga muerta soportada por una viga transversal

Carga muerta soportada por una viga transversal	T / m
Peso de un tablero 1x2m para una viga transversal	0,168
Peso de una viga transversal (preseleccionada)	0,044
<b>Carga Muerta (Wcm) =</b>	<b>0,216</b>

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe



**Figura 4. 57** Cargas Muertas sobre una viga transversal

#### 4.7.3.2.3 Momentos y cortantes por carga muerta en la viga transversal calculado en el programa SAP 200 v12

Mediante los cálculos elaborados en el SAP 2000 v12, y con las respectivas cargas mostradas en la figura 4.57, resulta:



Calculado por: Cristina Quishpe; Sandra Durán

**Figura 4. 58 Diagrama de Cortantes y Momentos máximos para carga muerta para la viga transversal.**

Entonces, del diagrama de la figura 4.58 calculado en el programa SAP 2000 v12, los máximos esfuerzos por carga muerta en la viga transversal son:



La reacción en los apoyos bajo la carga distribuida es:

$$R_{Acm} = R_{Bcm} = 0,30 \text{ [T]}$$

$$M_A = M_B = -0,14 \text{ [T- m]}$$

El cortante máximo por carga muerta ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$V_{cm \text{ máx}} = -0,30 \text{ [T]} \quad \text{a } 0 \text{ m}$$

$$V_{cm \text{ máx}} = 0,30 \text{ [T]} \quad \text{a } 2,8 \text{ m}$$

El máximo momento negativo por carga muerta ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$M_{cm \text{ máx}} = -0,17 \text{ [T- m]}$$

El máximo momento positivo por carga muerta ocurre en el centro de luz y es:

$$M_{cm \text{ máx}} = 0,07 \text{ [T- m]}$$

La viga transversal bajo carga muerta presenta una deflexión de: **0,014 [mm]**

**Tabla 4. 31** Resumen de Momentos y Cortantes máximos por carga muerta en la viga transversal

	<b>Carga Muerta</b>
Momentos negativos, en T-m	0,14
Momentos positivos, en T-m	0,07
Cortantes, en T	0,30
Reacción, en T	0,30

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.3.2.4 Carga viva soportada por una viga transversal

Las vigas que soporta al emparrillado de acero reciben cargas móviles concentradas, y queda sometida en intervalos de 14 [pies] = **4,27 [m]**.

Las carga vivas son:

$$P_1 = \text{Carga de camión, } P_1 = 14,54 \text{ [T]}$$

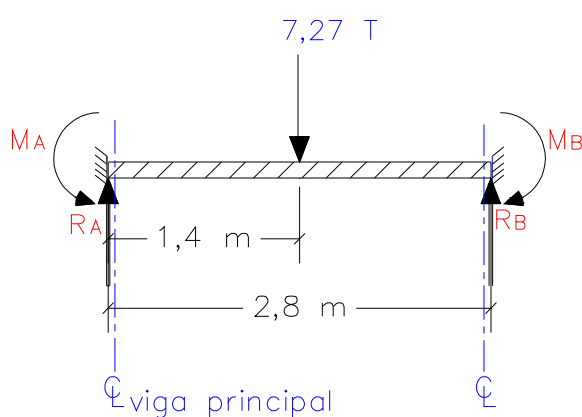
$$P_2 = \text{Carga de camión, } P_2 = 3,63 \text{ [T]}$$

Los máximos esfuerzos por carga viva en la viga transversal ocurren cuando las ruedas centrales del camión pasan sobre ella, por las dimensiones del tablero de 1x2 [m], la única carga que participa en el tablero es la de una sola llanta del camión HS20-44, y es:

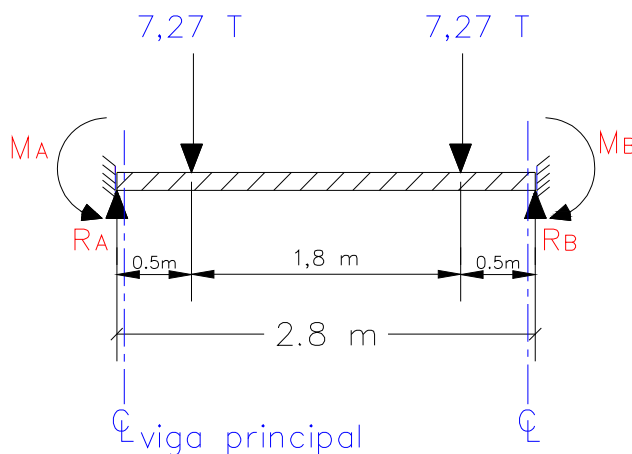
$$W2 = (14,54 / 2) = 7,27 \text{ [T]}$$

#### 4.7.3.2.5 Posición de carga viva para momento máximo

La viga transversal lleva una carga viva concentrada proveniente de cada eje del camión. Se presenta dos posibilidades en las que el tablero puede estar sometido a cargas vivas, para máximo momento positivo se deben colocar camiones en los dos carriles, tan cerca al centro de luz como sea permitido, debido a las dimensiones de una viga transversal, la posición para las cargas vivas se muestra en la figura 4.59.



a)



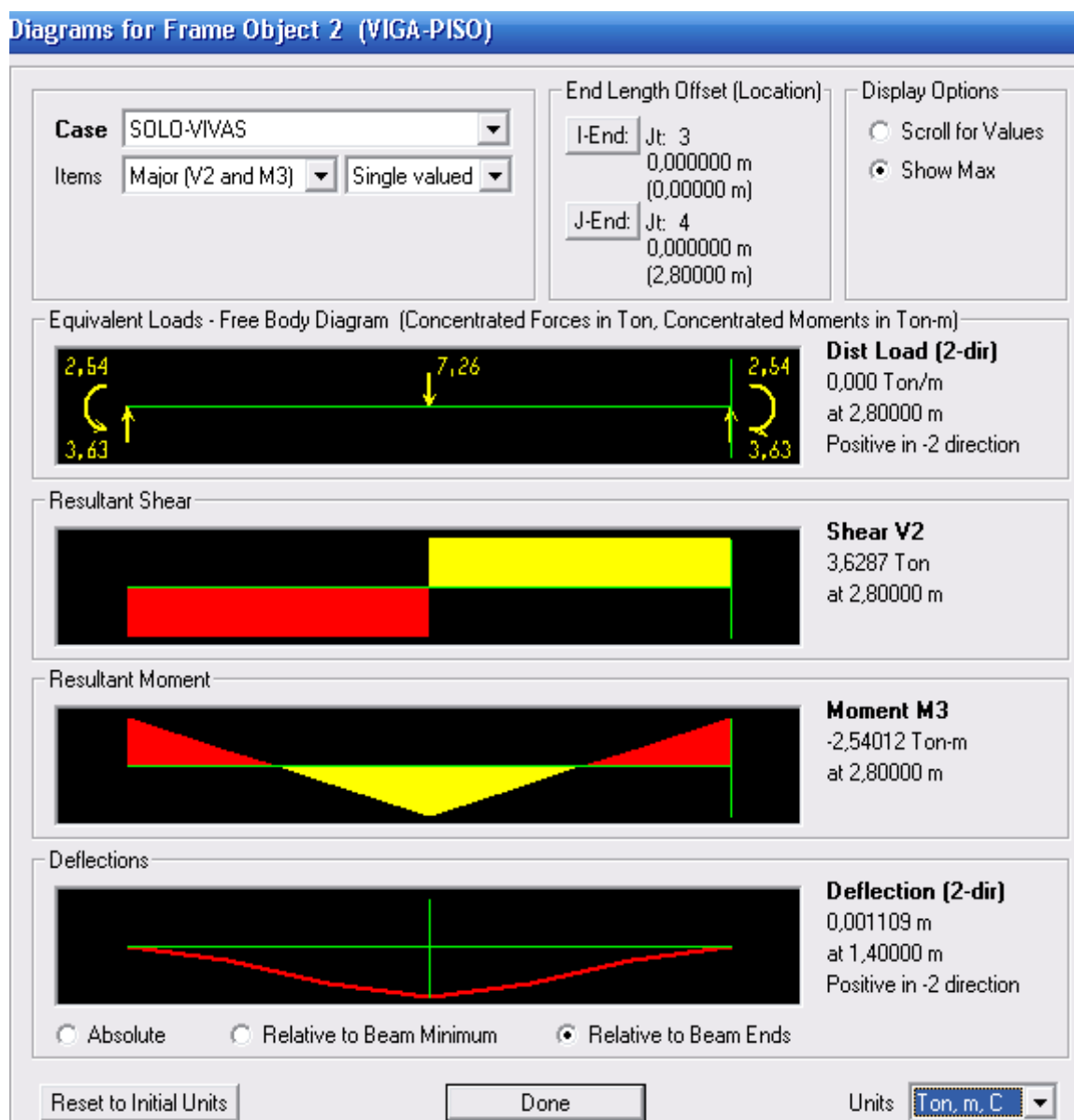
b)

**Figura 4. 59** Cargas vivas camión HS 20-44 sometidas al tablero 1x2m que causa la máxima carga viva sobre la viga transversal.

a) Posición 1, b) Posición 2

#### 4.7.3.2.6 Momentos y cortantes en la viga transversal

Los momentos y cortantes que causan mayor resistencia en la viga transversal para las dos posiciones 1 y 2 de la figura 4.59, se analiza mediante cálculos elaborados en el SAP 2000 v12, con las respectivas combinaciones de carga viva del camión HS 20-44 AASHTO, y se presenta en las figuras 4.60 y 4.61, resultando:



Calculado por: Cristina Quishpe; Sandra Durán

Figura 4. 60 Diagrama de Momentos y cortantes máximos para la posición 1.



Calculado por: Cristina Quishpe; Sandra Durán

Figura 4. 61 Diagrama de Momentos y cortantes máximos para la posición 2.

Entonces, del diagrama de las figuras 4.60 y 4.61 calculado en el programa SAP, para los máximos esfuerzos por carga viva en la viga transversal se elige los resultados con máximos valores, de acuerdo a las dos posibilidades de las posiciones 1 y posición 2, y son:

▪Para la posición 1)

La reacción en los apoyos bajo la única carga de 7,27 [T] es:

$$R_{Acv} = R_{Bcv} = 3,63 \text{ [T]}$$

$$M_A = M_B = -2,54 \text{ [T- m]}$$

El cortante máximo por carga viva ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$V_{cv \text{ máx}} = -3,63 \quad [T] \quad \text{a } 0 \text{ m}$$

$$V_{cv \text{ máx}} = 3,63 \quad [T] \quad \text{a } 2,8 \text{ m}$$

El máximo momento negativo por carga muerta ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$M_{cv \text{ máx}} = -2,54 \quad [T \cdot m]$$

El máximo momento positivo por carga muerta ocurre en el centro de luz y es:

$$M_{cv \text{ máx}} = 2,5 \quad [T \cdot m]$$

La viga transversal bajo carga muerta presenta una deflexión de: **1,1 [mm]**

▪ *Para la posición 2)*

La reacción en los apoyos bajo las dos cargas de **7,27 [T]** es:

$$R_{Acv} = R_{Bcv} = 7,27 \quad [T]$$

$$M_A = M_B = -2,27 \quad [T \cdot m]$$

El cortante máximo por carga viva ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$V_{cv \text{ máx}} = -7,27 \quad [T] \quad \text{a } 0 \text{ m}$$

$$V_{cv \text{ máx}} = 7,27 \quad [T] \quad \text{a } 2,8 \text{ m}$$

El máximo momento negativo por carga muerta ocurre en el empotramiento y es igual a:

$$M_{cv \text{ máx}} = -2,98 \quad [T \cdot m]$$

El máximo momento positivo por carga muerta ocurre en el centro de luz y es:

$$M_{cv \text{ máx}} = 2,14 \quad [T \cdot m]$$

La viga transversal bajo carga muerta presenta una deflexión de: **0,6 [mm]**

**Tabla 4. 32** Resumen de Diagramas de Momentos máx y cortantes por carga viva para la viga transversal.

	Posición a) <b>Carga Viva</b>	Posición b) <b>Carga Viva</b>
Momentos negativos, en T-m	-2,54	-2,98
Momentos positivos, en T-m	2,5	2,14
Cortantes, en T	3,63	7,27
Reacción, en T	3,63	7,27

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

Debido a que los dos carriles están cargados, la viga transversal se diseña para el 100% del cortante resultante.

La reacción en A es:

$$R_{A_{cv}} = 7,27 \text{ [T]}$$

El impacto se toma como 30% del esfuerzo por carga viva.

$$I = \frac{15,24}{L + 38} \leq 0,3 \quad \text{EC: 4.39}$$

$$L = 8,5\text{m}$$

$$I = 0,3270$$

Debido a que  $I$  es mayor al 30%, se trabaja con  $I = 0,3$

Entonces el momento máximo debido al impacto es:

$$M_I = I * M_{cv} \quad \text{EC: 4.40}$$

$$M_I = 0,3 * 2,98 = 0,89 \text{ [T -m]}$$

El máximo cortante debido al impacto es:

$$V_I = I * V_{cv} \quad \text{EC: 4.41}$$

$$V_I = 0,3 * 7,27 = 2,18 \text{ [T]}$$

**Tabla 4. 33 Resumen de Momentos y cortantes de la viga transversal**

	<b>CM</b>	<b>CV</b>	<b>I</b>	<b>Total</b>
Momentos negativo, en T-m	- 0,14	-	-0,89	<b>- 4,01</b>
Momentos positivos, en T-m	0,07	2,5	0,75	<b>3,32</b>
Cortantes, en T	0,30	7,2	2,18	<b>9,75</b>
Reacción, en T	0,30	7,2	2,18	<b>9,75</b>

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

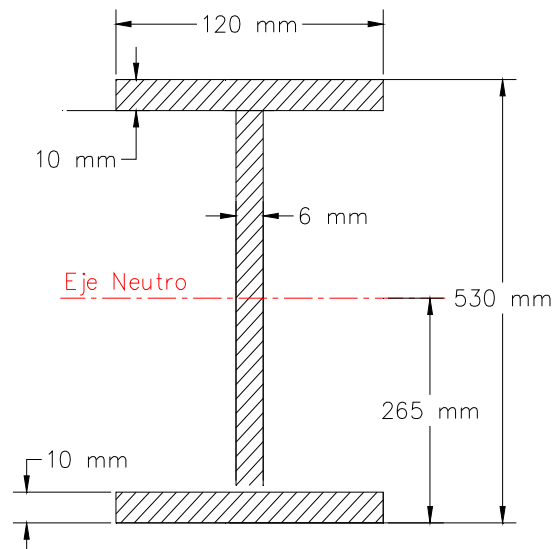
#### 4.7.3.2.7 Diseño para Flexión por Esfuerzos Admisibles

En la siguiente tabla se presenta el momento de inercia correspondiente a la viga transversal preseleccionada que se muestra en la figura 4.62.

**Tabla 4. 34 Momento de Inercia para la viga transversal (armada).**

<b>VIGA TRANSVERSAL (ARMADA)</b>	
Momento de Inercia, $I_x$	22783,4 $\text{cm}^4$
Momento Estático, $W_x$	892,8 $\text{cm}^3$

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe



**Figura 4. 62 Dimensiones de la Viga transversal preseleccionada, que soporta el emparrillado de acero.**

Entonces de acuerdo al Método por Esfuerzos admisibles, para flexión:

$$\frac{I}{c} = \frac{M}{F_b} \quad f_b \leq F_b$$

$$F_b = 20 \text{ klb/pulg}^2 \text{ (Para acero A36)}$$

$$\frac{I}{c} = \frac{22783,4}{26,5} = 859,76 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{Mc}{F_b} = \frac{4,01 \cdot 100}{20 / (2,2 \cdot 2,54^2)} = 283,87 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$859,76 \text{ [cm}^3\text{]} > 283,87 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \textbf{(SI CUMPLE)}$$

#### 4.7.3.2.8 Diseño para Cortante por Esfuerzos Admisibles

El alma de la viga transversal armada tiene: **D = 480 [mm]** de altura.

Si la viga transversal no es rigidizada longitudinalmente, el espesor del alma es al menos:

$$t = \frac{D}{170} \quad \textbf{D = altura de la viga = 480 [mm]}$$

**EC: 4.42**

$$t = \frac{480}{170}$$

$$\textbf{t = 2,83 [mm]}$$

**(SI CUMPLE)**

Para satisfacer el esfuerzo admisible a cortante<sup>91</sup>:

$$F_v = S_y * 0,33 \quad S_y = 36 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} \quad \text{EC: 4.43}$$

$$F_v = 12 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}$$

Según la tabla 4.32, el cortante máximo es igual a: **9,75 [T]**; entonces el espesor del alma es al menos:

$$t = \frac{f_v}{F_v * D} \quad \text{D = altura de la viga = 530[mm]} \quad \text{EC: 4.44}$$

$$t = \frac{9,75}{(12 / (2,2 * 25,4^2)) * 530} \quad t = 2,40 \text{ [mm]} \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

Entonces el perfil preseleccionado para la viga transversal satisface el espesor del alma calculado. Por lo tanto la viga armada preseleccionada satisface el requerimiento de diseño a flexión y a cortante, con lo cual garantiza que el tablero resistirá a pandeo.

Además debido a que las vigas transversales son las encargadas de soportar todo el peso del emparrillado de acero, y que, las vigas principales tienen que ser las que soporten a estas vigas de piso, se hace un diseño para el puente tal que; éste sea más rígido, posea menor peso en la estructura y por lo tanto exista economía en el acero, poniendo una viga transversal igual a la tercera parte de la altura de la viga principal, así se rigidiza la viga principal, y por tanto se suprime el diseño de diafragmas y/o el arriostramiento vertical. **(VER ANEXO 1. Plano 100-02).**

#### 4.7.3.2.9 Conexión de la viga transversal a la viga principal

La conexión de viga transversal es la siguiente:

La longitud del recorte  $L_{\text{recorte}}$  debe proporcionar de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  de pulgada (de 13 a 20mm) de espacio libre desde el patín de la trabe al patín de la viga superior.

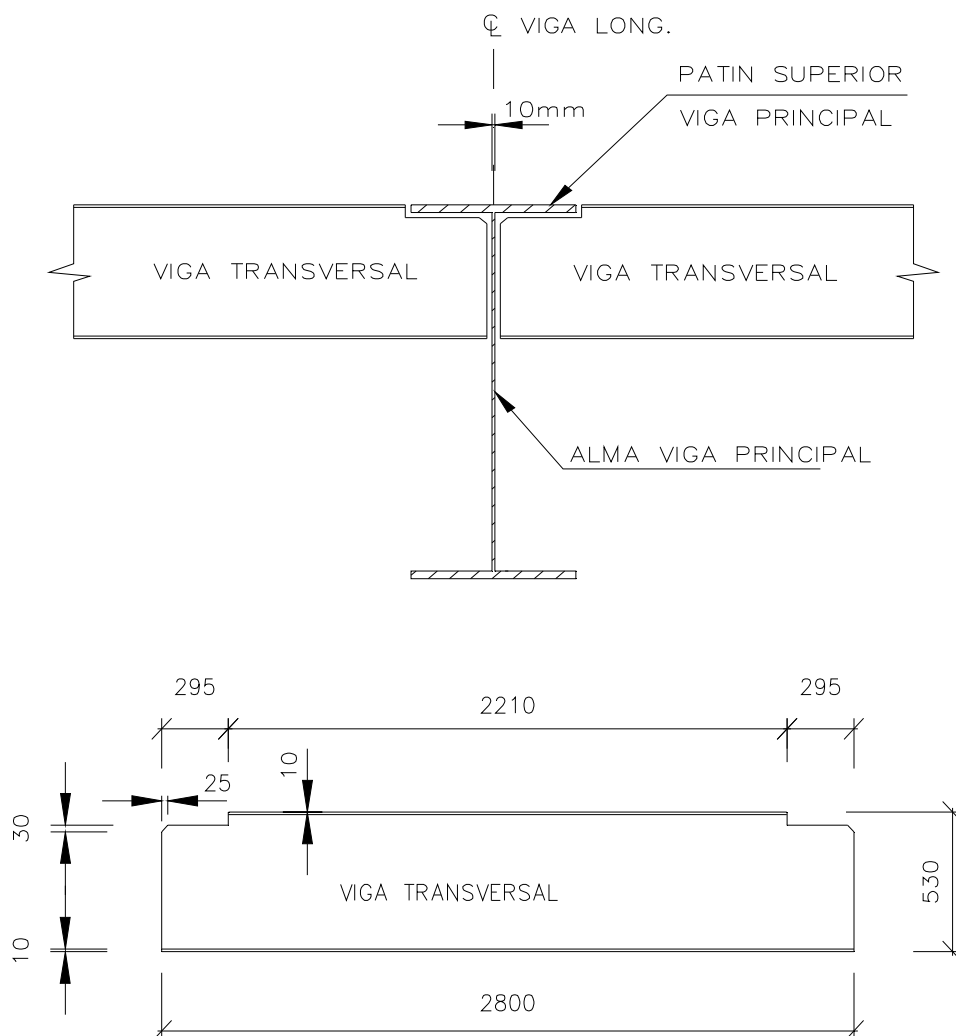
---

<sup>91</sup> Manual de Diseño de Brockenbrough, Tomo 2, Tabla 10.15, pág. 10.15



$d_{\text{recorte}} = \text{tamaño del filete de la trabe} + 20\text{mm para traveses soldados.}$

La figura 4.63 muestra la conexión de la viga transversal a la viga principal.



**Figura 4. 63 Conexión de una viga trasversal a la viga principal, en mm.**

#### 4.7.3.2.10 Soldadura entre aleta y alma de una viga transversal

Cada aleta se conecta al alma con soldaduras en filete en lados opuestos del alma. Estas soldaduras deben resistir el cortante horizontal entre la aleta y el alma. El tamaño mínimo admisible de soldadura para la placa más delgada en la conexión, por lo general determina su tamaño.

Por lo tanto se usa soldadura de filete de 6mm. **(VER ANEXO 1; PLANO 100-02, VER ANEXO 3; WPS Nro. 04, 05, 06 Viga Transversal).**

#### 4.7.3.3 Diseño de la Viga Principal (Viga Longitudinal) que soporta las Vigas de Transversales

La luz simplemente apoyada es de: **30 [m]**, pero la longitud cargada es de: **30,30 [m]**. Para la reparación del puente en el tramo dovela Tipo I, las vigas son construidas idénticas, en acero A-588, conformado por dos dovelas.

Se considera además que una viga principal es al menos tres veces la viga transversal, mencionado antes en el cálculo de la viga transversal.

Para el diseño las vigas principales, se considera que todas las vigas soportan la misma carga muerta. Las cargas que son consideradas son las siguientes:

- Carga de una franja del tablero de planchas de acero corrugado
- Carga de las barandas y andén de seguridad distribuidas de forma uniforme en las 4 vigas.
- El peso propio de cada viga principal.

Para la construcción de una dovela del tramo dovela Tipo I, las vigas principales que forman esta dovela no necesitan destajes, como es el caso de las vigas principales de una dovela tipo II, debido al asentamiento ocurrido en la pila **[0.5 m]**<sup>92</sup>, esta representación se muestra en la figura 4.66

El extremo izquierdo de una viga principal de una dovela tipo I se apoya en el estribo, aquí se coloca una estructura tipo alcance tal que, el espacio que queda libre entre la viga principal de acero y el estribo de hormigón suple dicha estructura, este alcance es previamente empotrado en el estribo de hormigón por medio de pernos de anclaje como muestra la figura 4.65.

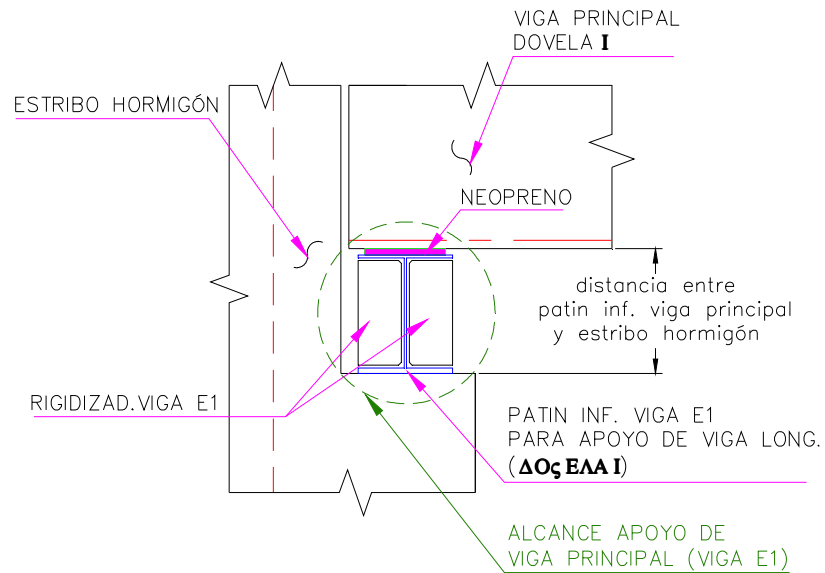
Para el alcance en el extremo del estribo se usa vigas I de acero ASTM A-36 tal que, la longitud de la viga I denomina Viga E1, cubra el ancho del patín inferior

---

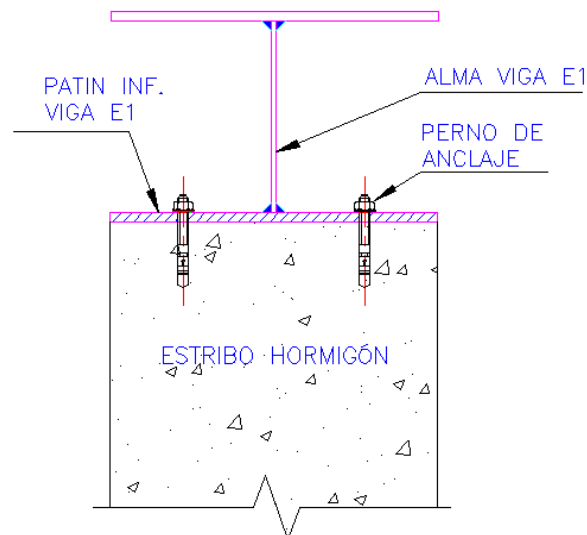
<sup>92</sup> ANEXO 2. [www.elcomercio.com](http://www.elcomercio.com)

de la viga principal como se muestra en la figura 4.64, la viga E1 es conformada por tres rigidizadores a cada lado del alma.

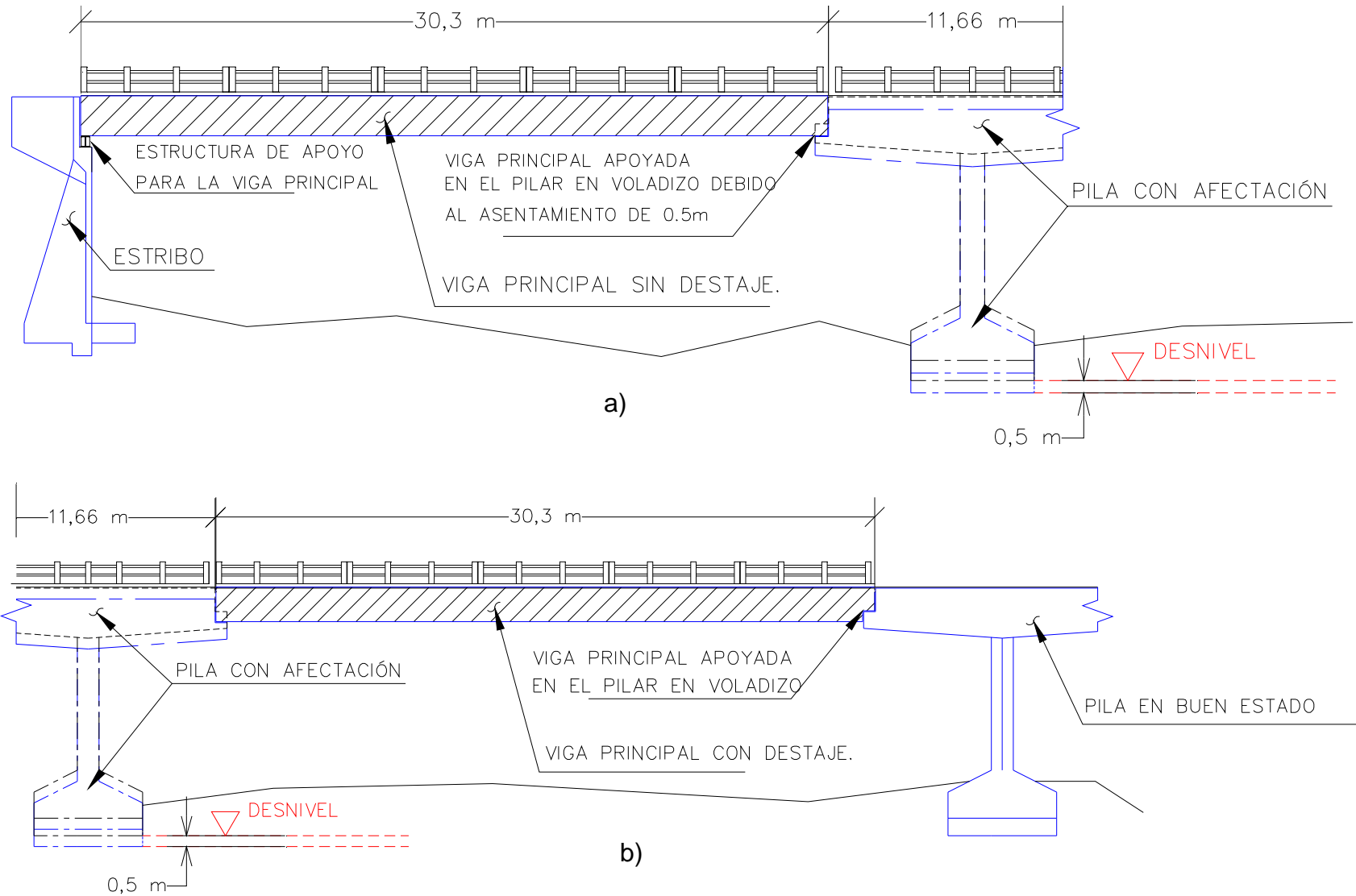
**(VER ANEXO 1, Viga E1 - Plano 100-01).**



**Figura 4. 64 Viga E1**

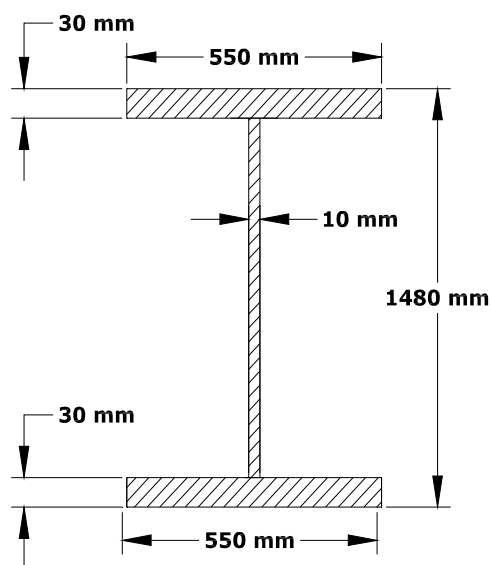


**Figura 4. 65 Perno de anclaje empotrado al estribo de hormigón**



**Figura 4. 66 VIGA PRINCIPAL. a) Viga principal para Tramo dovela I (sin destaje en extremos); b) Viga principal para Tramo dovela II (con destaje en extremo derecho).**

Se hace una preselección de la viga principal, sus dimensiones se presentan en la figura 4.67.



**Figura 4. 67 Dimensiones de la viga - preseleccionada**

#### 4.7.3.3.1 Cargas actuantes en una viga principal

La mayor parte de la carga que soporta cada viga principal es transmitida por las vigas transversales como cargas concentradas. Sin embargo, los cálculos son más simples si no se tienen en cuenta las vigas transversales y si se tratan las vigas principales como si recibieran cargas sólo del tablero.

Los momentos y cortantes calculados con esta suposición son precisos para fines de diseño, porque el espaciamiento de las vigas transversales es relativamente pequeño. Así que la carga muerta que actúa sobre las vigas principales se puede considerar uniformemente distribuida. **(VER TABLA 4.35)**

**Tabla 4. 35 Carga muerta que actúa sobre una viga principal**

<b>Elemento</b>	<b>T/m</b>
Baranda:	0,0003
Andén:	0,009
Tablero:	0,440
Vigas de piso	0,115
Viga Principal	0,370
Arriostramiento lateral; se supone:	0,149
Otros:	0,149
<b>Carga Muerta por viga:</b>	<b>1,260</b>

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

La carga viva distribuida a la viga principal con espaciamento **S = 2,80 [m]** es:

$$F.D = \frac{S}{2400} \text{ PARA EMPARRILLADO DE ACERO}^{93}$$

$$F.D = \frac{2800}{2400}$$

**EC: 4. 45**

Por tanto la viga recibe **1,15 cargas de eje.**

El impacto para toda la luz cargada se toma como la siguiente fracción del esfuerzo por carga viva:

$$I = \frac{15,24}{L + 38} \leq 0,3$$

$$L = \mathbf{30,3m}$$

$$I = \mathbf{0,22}$$

- La carga viva de los andenes, se determina mediante<sup>94</sup>:

Luces (m)	P (kg/m <sup>2</sup> )
0 - 7.5m	415
26 - 100	300
> 100	$P = \left( 1435 + \frac{43800}{L} \right) * \left( \frac{16.7 - W}{15.2} \right) \leq 90$

**Fuente:** Brockenbrough F., Tomo II, Sección 10pág, 10.7

Entonces;

$$P = 300 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{0,3 [T/m^2]}$$

Siendo, la carga viva del andén de: **0,56[m]** (ancho del andén, ver anexo plano 200-03).

$$W_{SCV} = P * W$$

$$W_{SCV} = 0,3 * 0,56$$

$$W_{SCV} = \mathbf{0,165 [T/m]}$$

**EC: 4.46**

<sup>93</sup> Ver Capítulo , Tabla 3.6.

<sup>94</sup> Tabla 3.4 Cargas vivas de andén según la luz del puente, Capítulo 3.

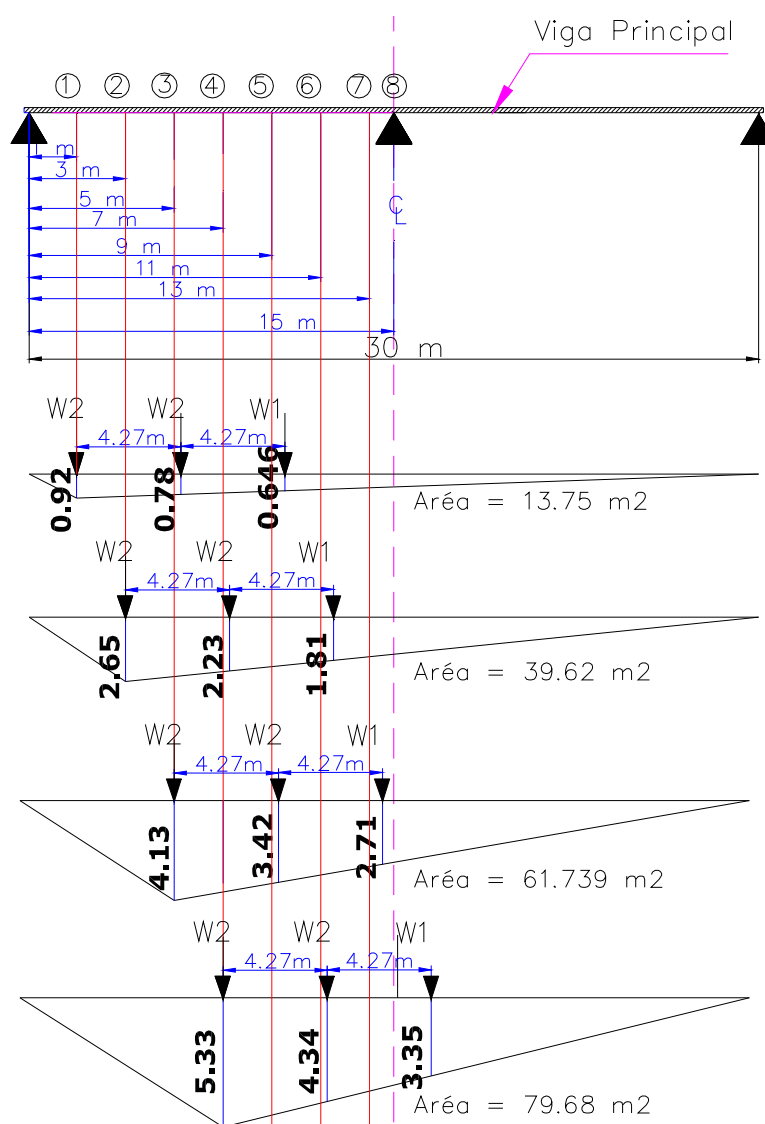
#### 4.7.3.3.2 Cálculo de Momentos

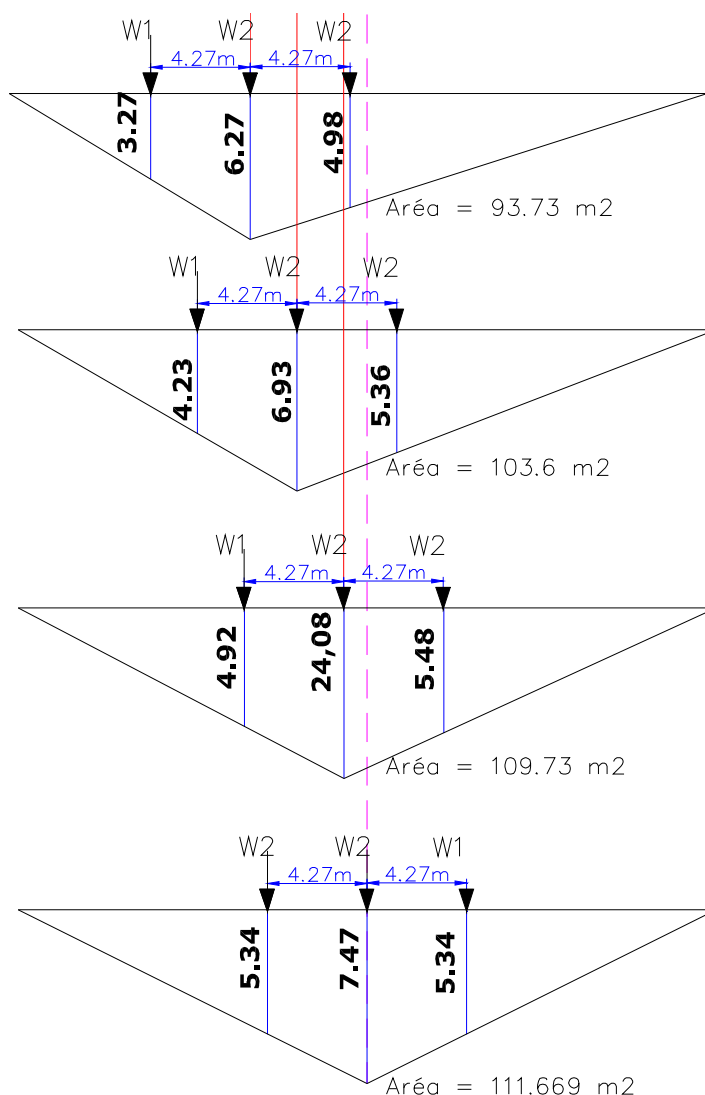
Se dibujan curvas para momentos máximos en puntos a lo largo de la luz, trazando las ordenadas de los momentos máximos en el centro de la luz y en cada una de las vigas de piso. (Ver la figura 4.68)

Estos momentos se calculan con la ayuda de las líneas de influencia dibujadas para los momentos en esos puntos.

Los momentos por carga muerta se obtienen al multiplicar la carga uniforme  $W_{cm} = 1,26$  [T/m] por el área del diagrama de influencia apropiado.

Los momentos debidos a la carga viva de los andenes se calculan de un modo similar, con una carga distribuida  $W_{scv} = 0,165$  [T/m].





**Figura 4. 68** Líneas de influencia de momentos para la viga principal. Localización en ocho puntos en la viga para los cuáles se dibujan las líneas de influencia.

**Tabla 4. 36** Momentos por carga muerta y momentos por carga viva de andén, en

	Distancia desde el apoyo, en metros							
	1,00	3,00	5,00	7,00	9,00	11,00	13,00	15,00
Área de influencia, A en m <sup>2</sup>	13,75	39,62	61,74	79,68	93,73	103,60	109,73	111,67
M <sub>cm</sub> = A*W <sub>cm</sub> [T-m]	17,32	49,91	77,78	100,38	118,08	130,51	138,24	140,68
M <sub>scv</sub> = A*W <sub>scv</sub> [T-m]	2,26	5,50	8,57	11,07	15,41	14,39	15,24	15,51

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

Los momentos máximos por carga viva se producen por la carga de camión en la luz de: **30 [m]**. La viga principal, que recibe: **1,15 cargas de eje**, queda



sometida, en intervalos de 14 [pies] = 4,27 [m], a cargas móviles concentradas de:

$$W_2 = F.D. * P_1 \quad \text{EC: 4.47}$$

Donde;

F.D. = Factor de distribución de carga de eje = 1,15

$P_1$  = Carga de camión,  $P_1 = 14,54$  [T]

$W_2 = 16,72$  [T]

$$W_1 = F.D. * P_2 \quad \text{EC: 4.48}$$

Donde;

F.D. = Factor de distribución de carga de eje = 1,15

$P_2$  = Carga de camión,  $P_2 = 3,63$  [T]

$W_1 = 4,17$  [T]

Para obtener el momento máximo en un punto a lo largo de la luz, se coloca una carga  $W_2$  en cada punto de la figura 4.70. El momento máximo es entonces la suma de los productos de cada carga por la correspondiente ordenada en el diagrama de influencia aplicable. Los momentos por impacto son el 22% de los momentos por carga viva, entonces se tiene:

**Tabla 4. 37 Momentos máximos por carga viva e impacto, en [T-m]**

	Distancia desde el apoyo, en metros							
	1,00	3,00	5,00	7,00	9,00	11,00	13,00	15,00
Mcv =	32,8	90,7	138,7	176,5	181,5	210,1	228,7	237,3
MI =	7,2	20,0	30,5	38,8	39,9	46,2	50,3	52,2

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

**Tabla 4. 38 Momentos máximos totales, en [T-m]**

	Distancia desde el apoyo, en metros							
	1,00	3,00	5,00	7,00	9,00	11,00	13,00	15,00
Mcm =	17,322	49,912	77,779	100,379	118,079	130,513	138,236	140,680
Mscv =	2,260	5,502	8,574	11,065	15,408	14,387	15,238	15,508
Mcv =	32,763	90,739	138,668	176,548	181,483	210,102	228,700	237,276
MI =	7,208	19,963	30,507	38,841	39,926	46,222	50,314	52,201
<b>Momento Máximo Total</b>	<b>59,6</b>	<b>166,1</b>	<b>255,5</b>	<b>326,8</b>	<b>354,9</b>	<b>401,2</b>	<b>432,5</b>	<b>445,7</b>

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.3.3 Cálculo de Momentos Máximos en el SAP 2000 v12

En la figura 4.69 se muestra la disposición de las vigas principales que forman una dovela para el tramo dovela Tipo I, cabe mencionar que el tramo dovela Tipo I es conformado por 2 dovelas tipo.

En la figura 4.70 se muestra la posición de las cargas vivas provenientes del camión HS 20-44 actuantes en una viga principal.

Además en la figura 4.71 se presenta el cálculo correspondiente de la viga principal, aplicado las cargas que se muestra en la figura 4.66.

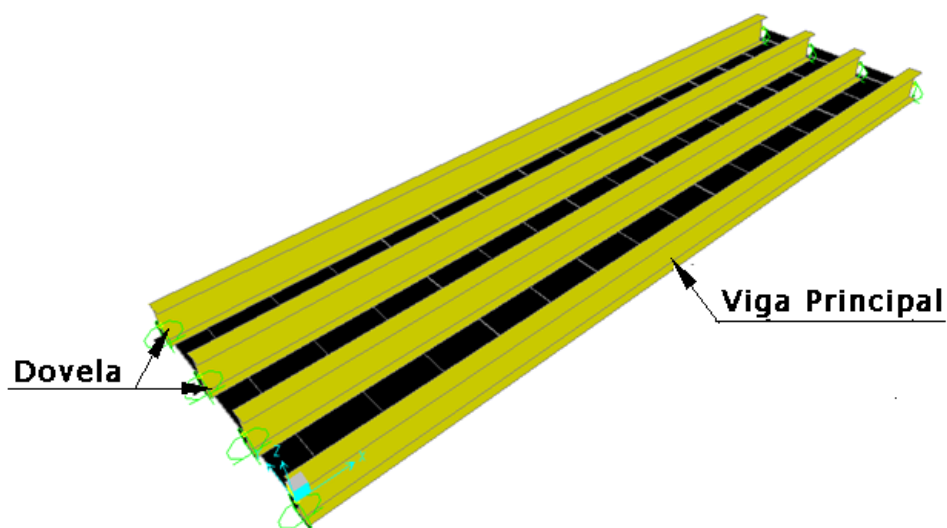


Figura 4. 69 Disposición de las vigas principales (Vista en 3D)

Las cargas son:  $W2 = 14,54 \text{ T} * \text{F.D.} = 14,54 * 1,15 = 16,72 \text{ [klb]}$

$W2 = 14,54 \text{ T} * \text{F.D.} = 14,54 * 1,15 = 16,72 \text{ [klb]}$

$W1 = 3,63 \text{ T} * \text{F.D.} = 3,63 * 1,15 = 4,17 \text{ [klb]}$

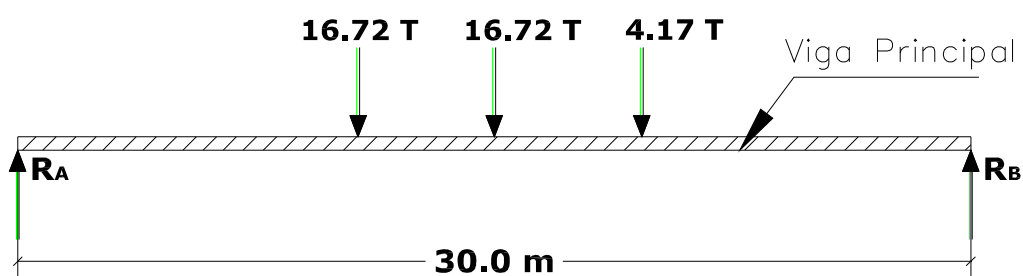
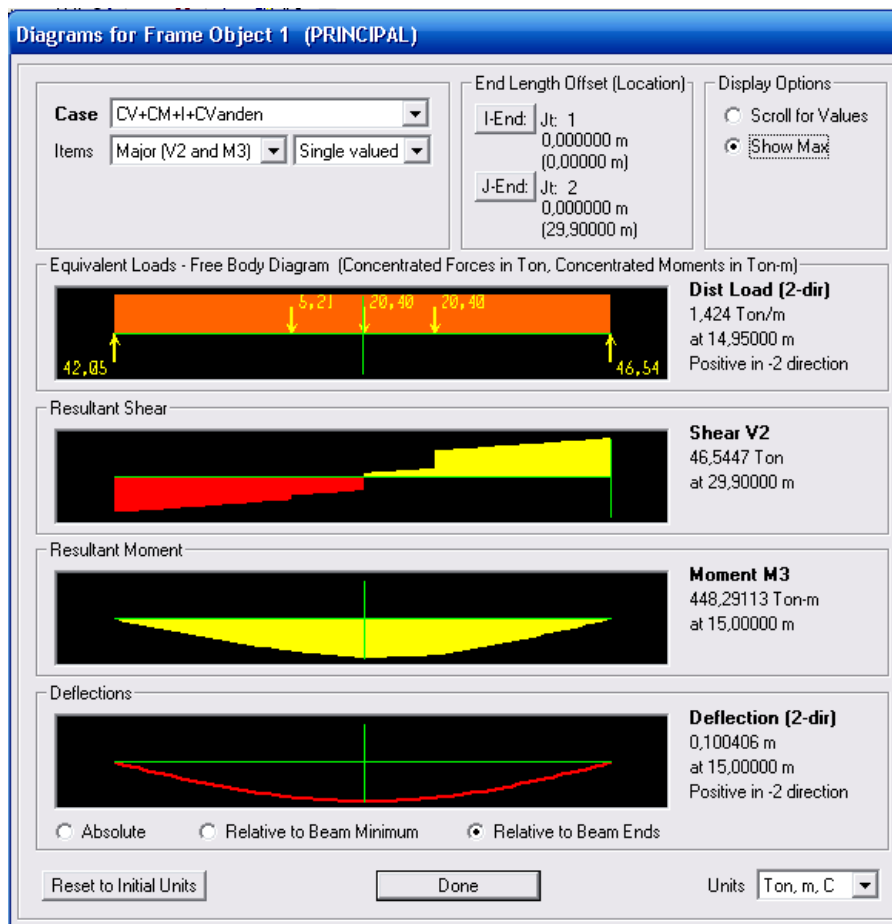


Figura 4. 70 Cargas vivas que actúan sobre una viga principal.  
(Carga actuante = carga viva camión HS 20-44 \* F.D., en Ton)



Calculado por: Cristina Quishpe; Sandra Durán

Figura 4. 71 Diagrama de Momentos, Cortantes para CM+CV+CVandén+

Se puede apreciar que los resultados calculados en SAP 2000 corroboran los cálculos realizados mediante las líneas de influencia que se muestra en la tabla 4.38

#### 4.7.3.3.4 Cálculo de Reacciones en una Viga Principal

La reacción máxima ocurre con la carga total sobre toda la luz. Para una carga muerta, de  $W_{cm} = 1,21$  [T/m] y una luz  $L = 30,3$  [m].

$$R_{cm} = \frac{W_{cm} * L}{2} \quad \text{EC: 4.49}$$

$$R_{cm} = \frac{1,207 * 30,3}{2}$$

$$R_{cm} = 18,30 \text{ [Klb]}$$

Para carga viva de andén, con  $W_{scv} = 0,165$  [T/m]

$$R_{scv} = \frac{W_{cv} * L}{2}$$

EC: 4.50

$$R_{scv} = \frac{0,165 * 30,3}{2}$$

$$R_{scv} = 2,46 \text{ [Klb]}$$

Para el cálculo de la reacción debida a carga viva, se realiza con cortante máximo en la luz de cargas de camión, ya que la carga de franja no gobierna para carga viva. Para la reacción y el cortante máximo, las cargas se muestran en la figura 4.72

Las cargas son:  $W2 = 14,54 \text{ T} * \text{F.D.} = 14,54 * 1,15 = 16,72 \quad [\text{T}]$

$$W2 = 14,54 \text{ T} * \text{F.D.} = 14,54 * 1,15 = 16,72 \quad [\text{T}]$$

$$W1 = 3,63 \text{ T} * \text{F.D.} = 3,63 * 1,15 = 4,17 \quad [\text{T}]$$

Donde;

F.D = Factor de distribución de carga en el eje = 1,15

Carga viva para camión **HS 20-44** = 14,54 [ T ] ; 14,54 [ T ] ; 3,63 [ T ] .

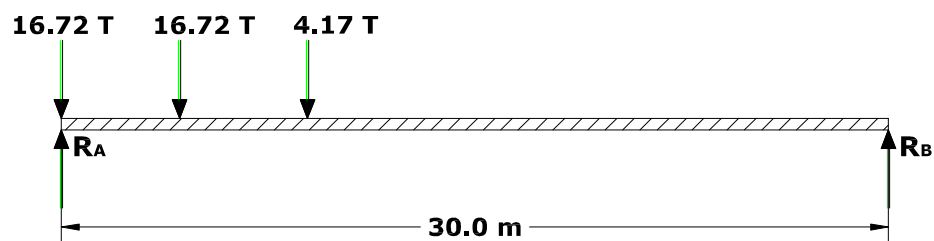


Figura 4. 72 Cargas vivas que actúan en el apoyo de la viga principal para calcular el máximo cortante .

$$R_A = \frac{(16,72 * 30) + [16,72 * (30 - 4,57)] + [4,17 * (30 - 2 * 4,57)]}{30} \quad [\text{T}]$$

$$R_A = R_{cv} = 34,02 \quad [\text{T}]$$

Entonces;

$$R_I = 22\% * R_{cv}$$

EC: 4.51

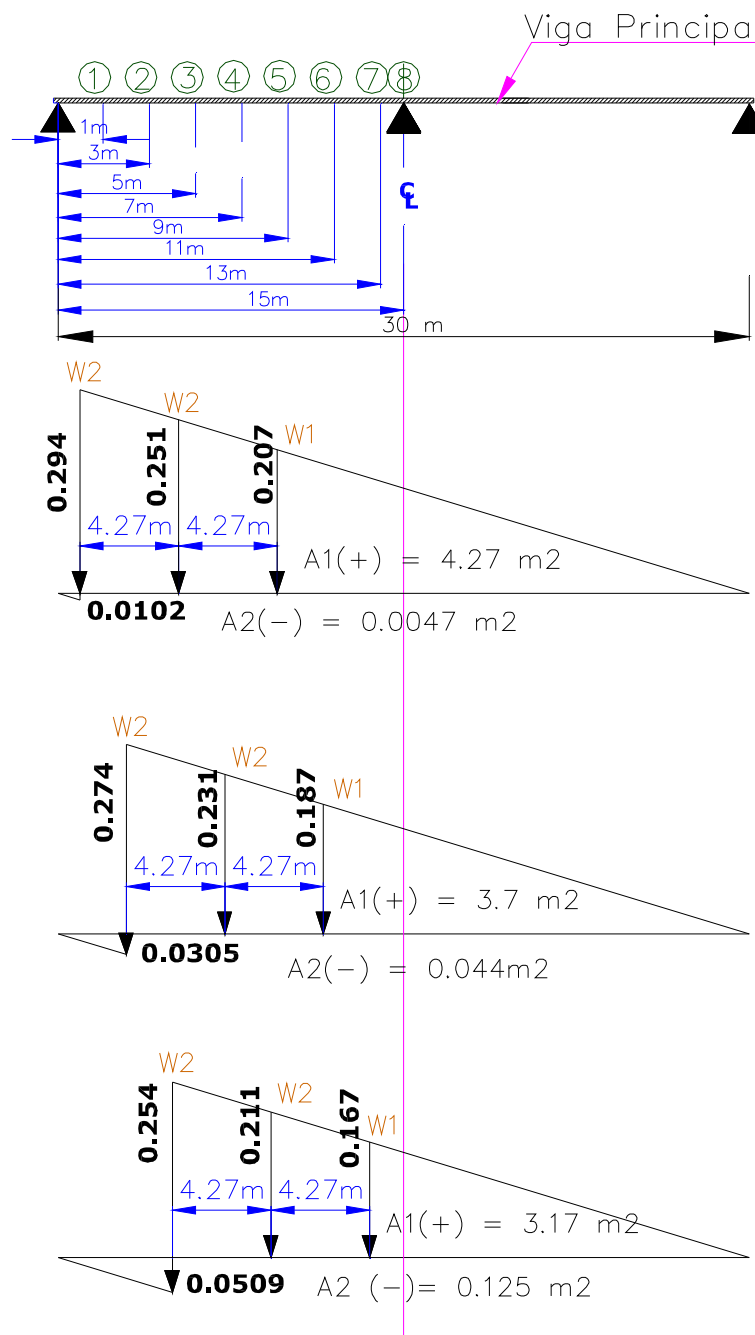
$$R_I = 7,48 \quad [\text{T}]$$

Entonces la reacción máxima total es la suma de las reacciones antes calculadas, y es:

$$R_{\text{Total}} = R_{cm} + R_{scv} + R_{cv} + R_l = 62,28 \text{ [T]}$$

#### 4.7.3.3.5 Cálculo de cortantes en la Viga Principal

Los cortantes máximos por carga viva en los sitios de las vigas transversales ocurren con la carga de camión entre la viga y el apoyo más alejado. Se tiene una carga pesada de rueda en la viga en cada carril de diseño. Los cortantes se calculan fácilmente con los diagramas de influencia. (Ver figura 4.73)



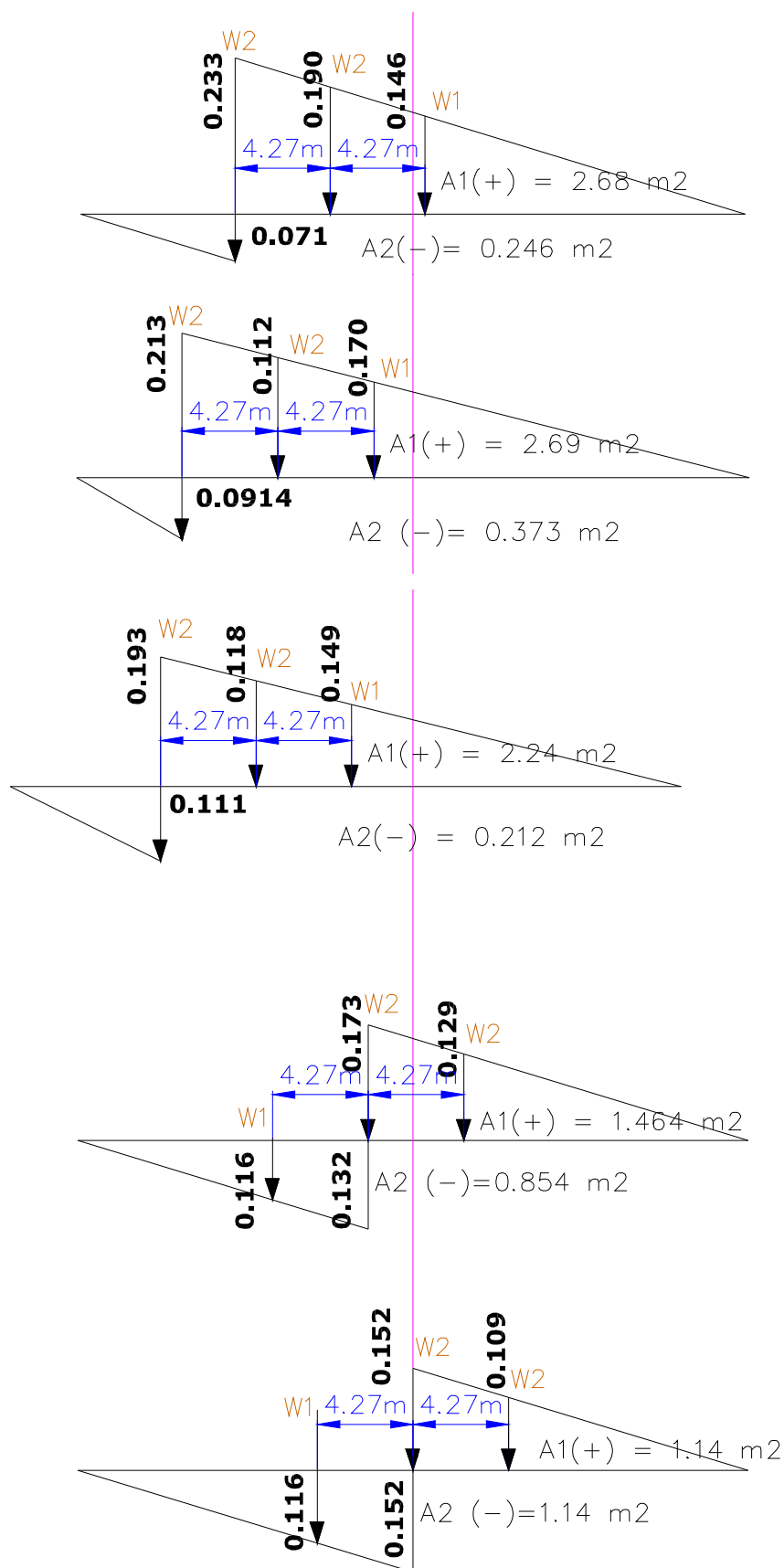


Figura 4. 73 Líneas de influencia de cortante para la viga principal. Localización en ocho puntos para los cuáles se dibujan las líneas de influencia.

**Ejemplo de cálculo para el punto uno:**

El cortante por carga muerta se obtiene como el producto de la carga muerta uniforme  $W_{cm} = 1,21$  [T/m], por el área del diagrama de influencia completo.

$$V_{cm} = W_{cm} * (A1 + (-A2)) \quad \text{EC: 4.52}$$

$$V_{cm} = \quad \quad \quad \mathbf{16,96 [T]}$$

El cortante por la carga viva de andén es el producto de la carga, así:

$W_{scv} = 0,164$  [T/m], y la mayor entre el área positiva y el área negativa del diagrama de influencia.

$$V_{scv} = W_{scv} * (A) \quad \text{EC: 4.53}$$

$$V_{scv} = \mathbf{2,31 [T]}$$

El máximo cortante por carga viva es la suma de los productos de cada carga por la correspondiente ordenada del diagrama de influencia, se tiene que:

$$V_{cv} = \mathbf{32,81 [T]}$$

La longitud cargada para impacto es:

$$L = (30 - \text{distancia desde el apoyo})$$

$$L = 30 - 1 = \mathbf{29 [m]}$$

Entonces;

$$V_I = \frac{15.24}{L + 38} * V_{cv} \quad \text{EC: 4.54}$$

$$V_I = \frac{15.24}{29 + 38} * 32.81$$

$$V_I = \mathbf{7,65 [T]}$$

**Tabla 4. 39      Tabla de Cortante máximo, en [ Ton ]**

		Distancia desde el apoyo, en metros								
		0	1,00	3,00	5,00	7,00	9,00	11,00	13,00	15,00
Carga muerta	=	19,09	17,64	15,11	12,59	10,06	7,56	3,36	2,52	0,00
Carga viva en andén	=	2,49	2,30	2,00	1,71	1,45	1,21	0,77	0,79	0,62
Carga viva	=	34,02	32,75	30,23	27,72	25,21	22,53	20,39	18,13	15,80
Impacto	=	7,48	7,44	7,07	6,69	6,28	5,81	5,44	5,01	4,53
<b>Máximo total Cortante</b>		<b>63,08</b>	<b>60,13</b>	<b>54,41</b>	<b>48,71</b>	<b>43,00</b>	<b>37,11</b>	<b>29,96</b>	<b>26,45</b>	<b>20,95</b>

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.3.3.6 Cálculo del Tamaño del alma de una Viga Principal

La relación mínima altura – luz para una viga principal es **1:25**. Sin embargo, se obtiene mayor economía y rigidez con un miembro más alto.

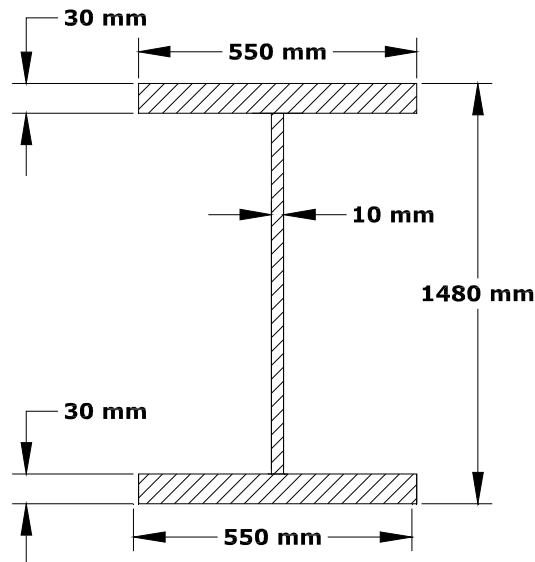


Figura 4. 74 Viga preseleccionada

Entonces;

$$d = 0,04 * L$$

$$d = 0,04 * 30,3$$

$$d = 1,21 \text{ [m]};$$

Sin embargo se prefiere vigas de mayor altura para rigidizar el alma de la viga para la resistencia a esfuerzo cortante.

Entonces se escoge:

$$d = 1,48 \text{ [m]}$$

Para **b** :

$$\text{Para un espesor } e = 0,03\text{m} \rightarrow b = 1,42 \text{ [m]}$$

La distancia entre centroides de aletas es igual a: **1,45 [m]**

Donde; L = Luz de un tramo del puente

d = altura de la viga

b = altura del alma



#### 4.7.3.3.7 Cálculo para cortante para el alma de una Viga Principal

Se realiza el cálculo mediante la ecuación 4.55.

$$F_v = 0,33 * F_y \quad \text{EC: 4.55}$$

Con un esfuerzo admisible para cortante  $F_v = 17 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}$  para acero de grado 50, ASTM A588, el espesor del alma requerido para cortante es:

$$t = \frac{V_{\text{máx}}}{F_v * b} \quad \text{EC: 4.56}$$

Donde;

$V_{\text{máx}}$  = Cortante máximo en los apoyos, (Ver Tabla 4.38)

$t$  = Espesor del alma en pulg

$F_v$  = Esfuerzo admisible para cortante

$b$  = Altura del alma

Entonces;

$$t = \frac{63,08}{17 * \left( \frac{1}{2,2 * 0,0245^2} \right) * 1,42}$$

**$t = 0,37 \text{ mm.}$  (SI CUMPLE)**

Sin un rigidizador longitudinal, de acuerdo con la Tabla 10.15<sup>95</sup>, el espesor es al menos:

$$t = \frac{b\sqrt{50}}{990} \quad \text{EC: 4.57}$$

Donde;

$b$  = Altura del alma, en pulg.

Entonces;

$$t = \frac{b\sqrt{50}}{990}$$

**$t = 0,4 \text{ [pulg]} = 10 \text{ [mm].}$  (SI CUMPLE)**

Aunque también se pongan rigidizadores transversales.

Entonces, se usa la placa para el alma del perfil de la viga pre- seleccionada de dimensiones: **1,42[m] de altura y 0,01 [m] de espesor.**

<sup>95</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockenbrough F., Tomo 2, sección 10, pág. 10.33

#### 4.7.3.3.8 Cálculo del tamaño de la aleta de la Viga Principal

Para acero ASTM A588 - grado 50 y espesores de 10 cm o menos:

$$F_y = 50 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_b = 27 \text{ klb/pulg}^2 \quad (\text{Esfuerzo admisible a flexión})$$

Con un momento máximo en el centro de luz de: **445,7 [T-m]** (Tabla 4.38) y una distancia entre los centroides de las aletas de: **1,45 [m]**, el área requerida de una aleta es:

$$A_f = \frac{M_{\text{máx}}}{D * F_b} \quad \text{EC: 4.58}$$

Donde;

D = Distancia entre centroides de las aletas, en [m]

M<sub>máx</sub> = Momento máximo, en [T-m]

Entonces;

$$A_f = \frac{445}{1,45 * 27 * \left( \frac{1}{2,2 * 0,0254^2} \right)}$$

$$A_f = \mathbf{0,016 \text{ [m}^2\text{]}}$$

Si se usa la placa de **550x30 [mm]** de la viga preseleccionada para cada aleta, ésta suministra un área de: **0,0165 [m<sup>2</sup>]** **(SI CUMPLE)**

Y se tiene una relación ancho - espesor de:

$$b/t = 18,33 < 20 \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

$$b/t = 21,13 < 24 \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

Se obtiene menores valores que el valor admisible, según la tabla 4.40

**Tabla 4. 40 Máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión en miembros de puentes de carreteras para aleta de viga soldada a un solo lado<sup>96</sup>**

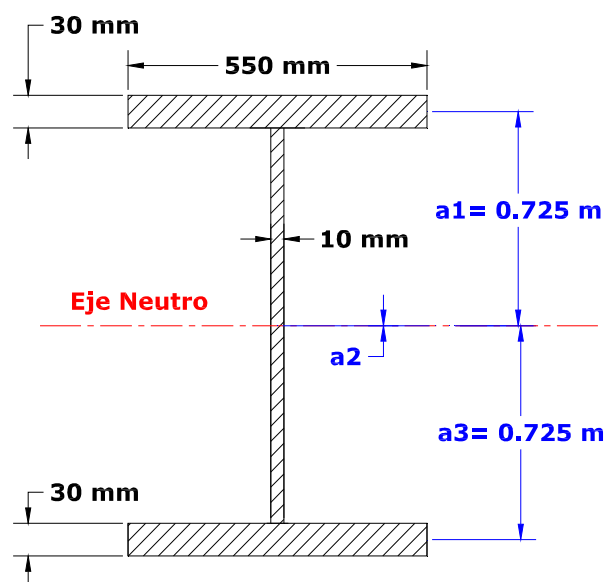
b/t para esfuerzos calculados iguales que los esfuerzos límites	$b/t = \frac{140}{\sqrt{F_y}}, F_y = 50 \text{ ksi}$ $b/t = 20$
b/t para esfuerzos calculados menores que los esfuerzos límites	$b/t = \frac{103}{\sqrt{f_b}} \leq 24,$ $f_b = \text{Esfuerzo calculado a compresión debido a flexión}$ $f_b = 23,71 \text{ klb/pulg}^2 \text{ (cálculo item 4.7.3.3.10)}$ $b/t = 21,14$

**Fuente:** Manual de Diseño de Estructuras de Acero Brockenbrough F., Tomo 2, sección 10, Tabla 10.15,

Entonces, se usa la placa de 550x30 [mm], como aleta de la viga pre-seleccionada.

#### 4.7.3.3.9 Cálculo del momento de inercia del perfil pre-seleccionado

En la figura 4.75 se muestra el eje neutro de la viga pre-seleccionada.



**Figura 4. 75 Viga Principal Pre-seleccionada**

<sup>96</sup> Manual de Diseño de Estructuras de acero, Brockenbrough F, Tomo 2, sección 10, pág. 10.33

**Tabla 4. 41 Cálculo del Momento de Inercia de las secciones del perfil pre-seleccionado**

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

EC: 4.59

	<b>Dimensiones mm</b>	<b>Momento de inercia m4</b>	<b>Z m</b>	<b>Área de la sección m2</b>	<b>an m</b>
Sección 1	Placa: 550x30	1,2375E-06	1,465	0,021	0,725
Sección 2	Placa:1420x10	0,002386073	0,74	0,0142	0,000
Sección 3	Placa: 550x30	1,2375E-06	1,465	0,021	0,725

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

$$C = \frac{\sum A_n * Z_n}{\sum A_n}$$

EC: 4.60

$$I_{e.n.} = \sum I_o + \sum a_n^2 * A$$

**Tabla 4. 42 Cálculo del Momento de Inercia del perfil pre-seleccionado**

<b>C</b>	<b>Eje Neutral Inferior</b>	<b>Eje Neutral Superior</b>	<b>Momento de Inercia eje neutro (I<sub>e.n.</sub>)</b>		<b>Módulo de sección (S)</b>	
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m<sup>4</sup></b>	<b>pulg<sup>4</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>pulg<sup>3</sup></b>
0,740	0,740	0,740	0,0197	47411,54	0,0267	1627,369

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.3.3.10 Diseño de la Viga Preseleccionada para flexión por Esfuerzos Admisibles

La viga esbelta armada se diseña por el método del momento de inercia, es decir, por flexión pura, para satisfacer la fórmula de flexión:

$$\frac{I_{e.n.}}{c} = \frac{M_{máx}}{F_b}$$

EC: 4.61

$$f_b \leq F_b$$

Donde;

$I_{en}$  = Momento de inercia, en [**m<sup>4</sup>**] de la sección bruta para el esfuerzo de compresión, y de la sección neta para el esfuerzo a la tensión.

$c$  = Distancia, en [**m**], desde el eje neutro a la superficie más externa.

$M_{máx}$  = Momento flector en la sección, en  **$M_{máx} = 445,7$  [T-m]**

$F_b$  = Esfuerzo admisible a flexión, en [klb/pulg<sup>2</sup>].  $F_b = 0,55 * F_y$ ,

**$F_b = 27$  [klb/pulg<sup>2</sup>]**

$$f_b = \frac{M_{\text{máx}} * C}{I_{e.n}} \quad f_b \leq F_b \quad \text{EC: 4.62}$$

$$f_b = \frac{445,7 * 0,74}{0,0197} = 16742,03 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$f_b = 23,71 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}$$

$$23,71 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} < 27 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

Entonces esta sección es satisfactoria. La capacidad de momento suministrada es:

$$M_c = F_b * S \quad \text{EC: 4.63}$$

Donde;

$$S = \text{Módulo de sección, } S = 0.0277 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$M_c = 27 * (1 / (2,2 * 0,0254^2)) * 0,0277$$

$$M_c = 526,93 \text{ [T - m]}$$

#### 4.7.3.3.11 Diseño de la Viga Preseleccionada para cortante por Esfuerzos Admisibles

El esfuerzo cortante en el alma es:

$$f_v = \frac{V_{\text{máx}}}{A_{\text{alma}}} \quad \text{EC: 4.64}$$

Donde;

$$V_{\text{máx}} = \text{Cortante máximo en el apoyo, } V_{\text{máx}} = 63,08 \text{ [T]}$$

$$A_{\text{alma}} = \text{Área del alma, } A = 10 * 1420 = 0,0142 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$f_v = \frac{63,08 \text{ [T]}}{0,0142 \text{ [m}^2\text{]}}$$

$$f_v = 4442,25 \text{ [T/m}^2\text{]} = 6.3 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}$$

El esfuerzo admisible a cortante es:

$$F_v = 0,33 * F_y$$

$$F_v = 0,33 * 50 = 17 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}$$

Donde;

$$F_y = \text{Resistencia mínima de cedencia de la viga principal, klb/pulg}^2$$

Entonces;

$$6.3 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} < 17 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

Entonces, el perfil pre-seleccionado para la viga principal cumple con todos los requerimientos de diseño considerados, por lo cual se selecciona como perfil para la reparación del tramo dovela tipo I del puente.

#### 4.7.3.3.12 Cálculo de las conexiones de soldaduras entre alma y aletas de la Viga Principal

Cada aleta se conecta al alma con soldaduras de filete en caras opuestas de ésta. La soldadura debe resistir el cortante horizontal entre la aleta y el alma.

Para la determinación del cortante en la sección extrema de la viga principal, el momento estático es:

$$Q = A_{aleta} * c \quad \text{EC: 4.65}$$

Donde;

$A_{aleta}$  = área de la sección de la aleta, en  $m^2$

$C$  = distancia al eje neutro,  $c = 0,74$  [m]

$$A_{aleta} = 550 * 30 = 0,0165 \text{ [m}^2\text{]}$$

Entonces;

$$Q = 0,0165 * 0,74 = \mathbf{0,012 \text{ [m}^3\text{]}}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v = \frac{V_{\text{máx-apoyo}} * Q}{I} \quad \text{EC: 4.66}$$

Donde;

$V_{\text{máx-apoy}}$  = Cortante máximo en el apoyo,  $V_{\text{máx-apoyo}} = 63,08$  (T)

$Q$  = Momento Estático [m<sup>3</sup>]

$I$  = Momento de Inercia de la viga principal [m<sup>4</sup>], ver tabla 4.41

Entonces;

$$v = \frac{63,08 * 0,012}{0,0197}$$

$$v = \mathbf{38,42 \text{ [T/m]}}$$

#### 4.7.3.3.13 Cálculo del esfuerzo admisible a cortante para la soldadura

El esfuerzo cortante admisible en la soldadura de filete es<sup>97</sup>:

$$F_v = 0,3 * (\text{resistencia nominal a tensión del metal de soldadura}) \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_v = 0,3*(70)$$

EC: 4.67

$$F_v = 21 \text{ (klb/pulg}^2\text{)} = 14795 [\text{T/m}^2]$$

Por lo tanto, la carga admisible por soldadura es:

$$0,707 * F_v = 10460.5 [\text{T/m}^2]$$

EC: 4.68

Para dos soldaduras es: **20920.81 [T/m<sup>2</sup>]**.

Entonces, el tamaño de soldadura requerido para resistir el cortante es:

$$\frac{38,42}{20920,81} = 1.83\text{E-}03[\text{m}] = 1.83[\text{mm}]$$

Sin embargo, el tamaño máximo de soldadura permitido para la unión entre el alma y patín es el menor espesor entre las dos placas, es decir 10mm.

Por tanto, la capacidad de las dos soldaduras de filete de 10mm es:

$$20920,81 * (10/1000) = 167,4 > 38.42 \text{ (T/m)} \quad \textbf{(SI CUMPLE)}$$

**Las soldaduras se detallan en el ANEXO 1 Plano 100-02 y ANEXO 3 WPS Nro. 01, 02, 03 Viga Longitudinal.)**

#### 4.7.3.3.14 Diseño de los Rigidizadores transversales<sup>98</sup>

Un par de rigidizadores transversales en acero grado 36 se sueldan al alma de la viga principal en donde se requiera. El ancho mínimo del rigidizador requerido es:

$$\frac{b_f}{4} = \frac{550}{4} = 137,5 [\text{mm}] > \frac{d}{30} + 2 = 3,86 [\text{pulg}] = 98,21[\text{mm}]$$

EC: 4.69

Donde;

$b_f$  = Ancho de la aleta.  $b_f = 550$  [mm]

$d$  = Altura de la viga, en pulg,  $d = 1,42$  [m]

<sup>97</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brokhenbrough Tomo 2, sección 5, pág 5,29.

<sup>98</sup> Manual de Diseño de Estructuras Metálicas, Brokhenbrough, Tomo 2, sección 10, pág 10.34.

Se elige un ancho de la placa del rigidizador de 150 mm. El espesor entonces es por lo menos 1/16 de este ancho.

Entonces;

$$t_{\text{rigidizador}} = \frac{155}{16}$$

$$t_{\text{rigidizador}} = \mathbf{10 \text{ [mm]}}$$

Entonces, se usa un par de rigidizadores de 155 [mm] de ancho y 25 [mm] de espesor.

La localización de las vigas transversales, puede hacer preferible un espaciamento menor entre los rigidizadores.

Si el espaciamento entre rigidizadores do 1[m] = 40[pulg], entonces:

$$\frac{D}{d_o} = \frac{56}{40} = 1,4$$

EC: 4.70

Donde:

D = altura del alma de la viga principal, en pulg. d = 1420[mm] = 56 [pulg]

do = espaciamento entre rigidizadores transversales. do = [1m] = 40 [pulg]

El momento de inercia suministrado a los rigidizadores transversales debe satisfacer la ecuación 4.67

$$I \geq d_o * t^3 * J$$

EC: 4.71

$$J = 2,5 * \left( \frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \geq 0,5$$

EC: 4.72

Donde;

I = Momento de inercia, en pulg<sup>4</sup>, del rigidizador transversal

J = Relación entre las rigideces del rigidizador y el alma

do = Distancia real, en pulg, entre los rigidizadores transversales

t = espesor de la aleta, **t = 30[mm] = 1,18 [pulg]**.

Entonces;

$$J = 2,5 * (1,4)^2 - 2$$

$$2,9 > 0,5$$

**(SI CUMPLE)**

$$I \geq 40 * 1,18^3 * 2,9$$

$$\mathbf{I \geq 190,6 \text{ [pulg}^4\text{]} = 79083970,86 \text{ [mm}^4\text{]}}$$



Se usa una placa de espesor 20mm, que es perpendicular al rigidizador transversal, tal que entre las dos placas formen una "T" (Ver figura 4.76); el momento de inercia para un par de rigidizadores de  $(155+20 = 175)$  [mm] de ancho y 25 [mm] de espesor es:

$$I = \frac{25 \cdot (175 + 10 + 175)^3}{12}$$

$$I = 97200000 \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$97200000 \text{ [mm}^4\text{]} > 79083970,86 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

La relación ancho - espesor de un rigidizador transversal de viga principal no debe exceder la expresión de la ecuación 4.73

$$\frac{b}{t} < \frac{69}{\sqrt{F_y}} = \frac{69}{\sqrt{36}} = 11,5$$

EC: 4.73

$$\frac{b}{t} = \frac{155}{25} = 6,2$$

$$6,2 < 11,5$$

(SI CUMPLE)

Entonces se usa dos placas a un lado del alma de las vigas principales externas (Figura 4.76) como rigidizadores de dimensiones; PL1:1420x155x25 mm, estas placas son rígidamente conectadas a la aleta de tensión y a la de compresión para impedir grietas de fatiga en el alma causada por movimientos fuera del plano y se usa placas PL2:920x155x25 soldada a una placa PL3: 920x150x20 estas placas soldadas forman una "T", que además de rigidizar a la viga principal es utilizada como apoyo para la viga transversal. (VER ANEXO 1. PLANO 100-02)

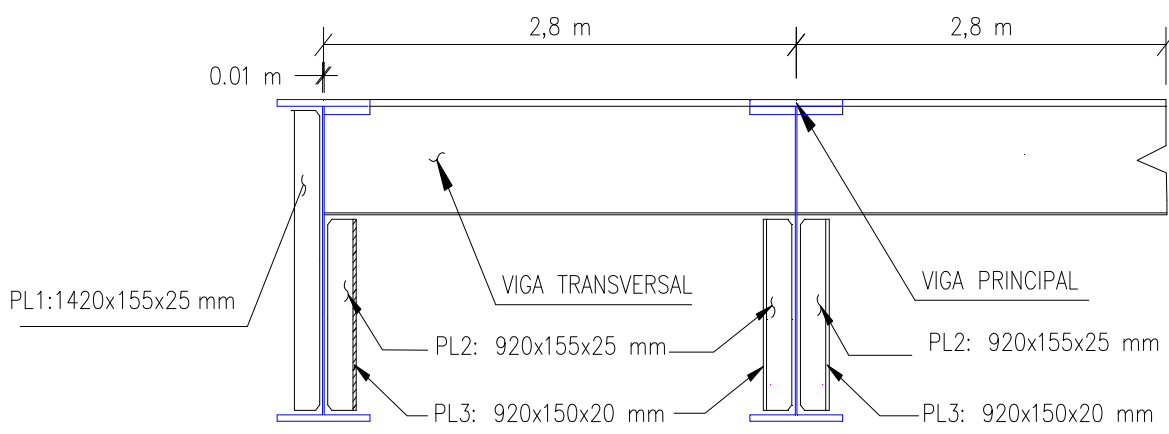


Figura 4. 76 Rigidizadores transversales de las vigas principales

#### 4.7.3.3.15 Diseño de Rigidizadores en los apoyos<sup>99</sup>

Se provee un par de rigidizadores en acero grado 50 en cada apoyo. Éstos están diseñados para transmitir la reacción en el extremo de: **63,08 [T]** entre el apoyo y la viga principal. (Figura 4.77)

Se pone placas de 200x25 mm. Con la provisión para no interferir con la soldadura entre la aleta y el alma, el ancho efectivo de cada placa es:

$$200 - 25 = \mathbf{175 [mm]}.$$

El área de apoyo efectiva es  $2 \times 25 \times 175 = \mathbf{8750 [mm^2]} = \mathbf{0,00875 [m^2]}$

El esfuerzo admisible al aplastamiento es  $0,8 * F_y^{100} = 40 \text{ klb/pulg}^2$

El esfuerzo real de aplastamiento es:

$$f_b = \frac{V_{\max}}{A_{\text{apoyo\_efectiva}}} \quad \text{EC: 4.74}$$

$$f_b = \frac{63,08 [T]}{0,00875 [m^2]}$$

$$f_b = 7210 [T/m^2] = \mathbf{9,42 [klb/pulg^2]}$$

$f_b < \text{Esfuerzo admisible al aplastamiento}$

$$\mathbf{10.23 [klb/pulg^2]} < \mathbf{40 [klb/pulg^2]} \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

La relación ancho-espesor de la placa supuesta,  $b/t = 200/25 = 8$ , que satisface la ecuación 4.71<sup>101</sup>

$$\frac{b}{t} = \frac{69}{\sqrt{F_y}} = 9,75 > 8 \quad \text{(SI CUMPLE)} \quad \text{EC: 4.75}$$

Donde;

$F_y$  = Resistencia a la cedencia del acero del rigidizador en  $\text{klb/pulg}^2$

$$F_y = 50 \text{ klb/pulg}^2$$

El par de rigidizadores se diseña como una columna que incluye una longitud del alma igual a  $18t$ , donde  $t$  es el espesor del alma de la viga long,  $t = \mathbf{10 [mm]}$ .

<sup>99</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockhenbrough, tomo 2, sección 10, pág10.32

<sup>100</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockhenbrough, tomo 2, sección 10, pág10.22

<sup>101</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brockhenbrough, tomo 2, sección 10, pág10.32. Ec. 10.26

Entonces  $18 \cdot (10) = 180 \text{ mm}$ .

El área de la columna es:

$$2 * 200 * 20 + 180 * 10 = \mathbf{6200 \text{ [mm}^2\text{]}}$$

El pandeo está impedido por la viga transversal que va conectada a los rigidizadores. En consecuencia, el esfuerzo en los rigidizadores es menor que el esfuerzo admisible a compresión de 27 Klb/pulg y no necesita satisfacer las fórmulas de columnas.

Para la reacción de:  $\mathbf{63,08[T]}$

$$f_a = \frac{V_{\max}}{A_{\text{columna}}}$$

EC: 4.76

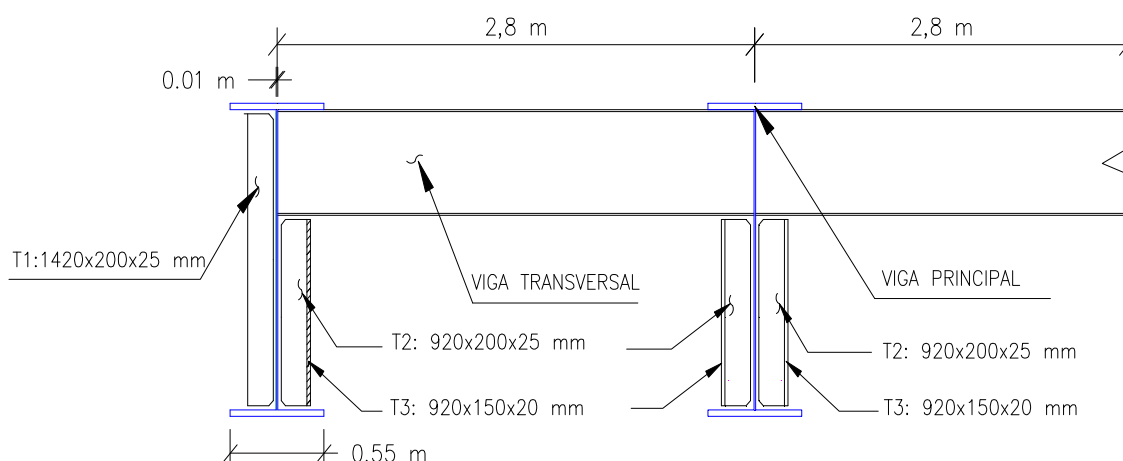
$$f_a = \frac{63,08}{6200} = \mathbf{0,01 \text{ [T/mm}^2\text{]}} = \mathbf{14,66 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}}$$

$$14,66 < 27 \text{ (klb/pulg}^2\text{)}$$

**(SI CUMPLE)**

Por consiguiente, el par de rigidizadores de apoyo T1: 1420x200 x25 mm es satisfactorio, el esquema se muestra en la figura 4.77. Se usa placas T2: 920x200x25 mm soldada a una placa T3: 920x150x20mm, estas placas soldadas forman una "T", que además de rigidizar a la viga principal, serán utilizadas como apoyo para la viga transversal.

Las soldaduras entre un rigidizador de apoyo y el alma de una viga principal son capaces de desarrollar toda reacción. Se usan soldaduras de 10 mm. **(VER ANEXO 1. PLANO 100-02 y VER ANEXO 3, WPS Nro. 08 y 09)**



**Figura 4.77 Rigidizadores de apoyo de las vigas principales**

#### 4.7.3.3.16 Diseño del arriostramiento horizontal<sup>102</sup>

Cada aleta de la viga principal está sujeta a la mitad de la carga transversal de viento. La aleta superior es ayudada por el tablero de acero para resistir la carga y no requiere arriostramiento lateral, así que detallaremos el diseño del arriostramiento lateral para la parte inferior.

La figura 4.79, muestra la disposición del sistema de armadura horizontal, que está en un plano en la parte inferior de las vigas de piso. Las vigas principales constituyen las cuerdas de la armadura, y las vigas transversales los miembros transversales, o puntales.

La armadura debe diseñarse para resistir una carga de viento de: **50 [lb/pie<sup>2</sup>]**, actuando sobre el área expuesta. El viento se considera como una carga móvil uniformemente distribuida que actúa en forma perpendicular a las vigas principales y es reversible en dirección.

**Tabla 4. 43** Área expuesta en m<sup>2</sup>/m

<b>Área expuesta, m<sup>2</sup>/m</b>	
Baranda	0,184
Tablero	0,128
Andén	0,0275
Viga Principal	1,480
<b>Total</b>	<b>1,82</b>

Elaboración: Sandra Durán  
Cristina Quishpe

La carga uniforme sobre la armadura para una altura expuesta de **1,82 [m]**, es:

$$w = \text{carga de viento} * \text{área expuesta} \quad \text{EC: 4.77}$$

$$w = 0,05 * (1 / (2,2 * 0,3048^2)) * 1,82 = \mathbf{0,45 \text{ [T/m]}}$$

Entonces las cargas concentradas en cada nudo de panel son:

- Para L = 5m

$$W1 = 0,45 * 5$$

$$\mathbf{W_1 = 2,25 \text{ [T]}}$$

<sup>102</sup> Manual de Diseño de Estructuras de acero, Brockenbrough F, Tomo 3, sección 11, pág. 11.91

- Para  $L = (5\text{m} + 5\text{m}) = 10\text{m}$

$$W_o = (0,45 * 10) / 2$$

$$W_o = 2,25 \text{ [T]}$$

La reacción en cada apoyo es:

$$R = \frac{(5 * 2,25 + 2 * 2,25)}{2} = 7,8 \text{ [T]}$$

Con el viento considerado como una carga móvil, el cortante máximo en cada panel es:

$$V_1 = 7,8 - 2,25 = 5,55 \quad \text{[T]}$$

$$V_2 = 5,55 - 2,25 * \frac{(30 - 5)}{30} = 3,67 \quad \text{[T]}$$

$$V_3 = 3,67 - 2,25 * \frac{(30 - 10)}{30} = 2,17 \quad \text{[T]}$$

Se supone que el cortante es compartido igualmente por las dos diagonales en cada panel. Ya que la dirección del viento es reversible, el esfuerzo en cada diagonal puede ser de tensión o de compresión.

Las diagonales, por ser miembros secundarios a compresión, pueden tener una relación de esbeltez  $L/r$  hasta de **140** (el factor de longitud efectiva  $K$  se toma conservadoramente igual a uno).

Para el panel extremo, figura 4.78, la longitud centro de la conexión es:

$$L = 3,75 \text{ [m]}$$

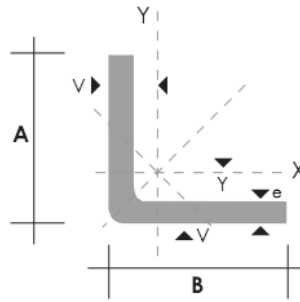
Por lo tanto, el radio de giro es por lo menos:

$$r_y = 3,75 * 1000 / 140 = 26,78 \text{ [mm]}$$

Si se usa para las diagonales un ángulo AL 100 x 10 mm<sup>103</sup>, se tiene las siguientes propiedades:

---

<sup>103</sup> VER ANEXO 5, Catálogo DIPAC, pág 7.



DIMENSIONES			PESOS		SECCION	EJE X-X		EJE Y-Y		EJE U-U	EJE V-V
A	B	e	6 metros	1 metro		I	W	$r_x = r_y$	X=Y	i	i
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm	cm
100	100	10	88.14	14.69	18.36	173.85	24.73	3.08	2.97	3.94	1.83

Fuente: Catálogo Dipac, pág. 7.

Figura 4. 78 Propiedades del perfil utilizado para el arriostramiento del puente.

La mínima relación de esbeltez es entonces:

$$\frac{L}{r_y} = \frac{3,75 \cdot 100}{3,08} = 121,75 < 140$$

**(SI CUMPLE)**

**EC: 4.78**

#### 4.7.3.3.17 Cálculo del Pandeo horizontal para el arriostramiento horizontal

Según la tabla (10.8<sup>104</sup>), el esfuerzo admisible a compresión es:

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq C_c \quad \Rightarrow \quad F_a = \frac{F_y}{F.S.} \left[ 1 - \frac{(KL/r)^2 * F_y}{4\pi^2 E} \right]$$

**EC: 4.79**

Donde:

$$K = 1$$

$$L / r_y = 121,75$$

$$C_c = 140$$

F<sub>a</sub> = esfuerzo admisible a compresión

F<sub>y</sub> = límite de cedencia del acero F<sub>y</sub> = 36 ksi

F.S. = Factor de seguridad, F.S. = 2,12

E = módulo de elasticidad, E = 29 x 10E3 (klb/pulg<sup>2</sup>)

<sup>104</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Brokhenbrought ,Tomo 2, Tabla 10.8, pág 10.22

Entonces;

$$1 * 121,75 \leq 140 \text{ (SI CUMPLE)} \Rightarrow F_a = \frac{36}{2,12} * \left[ 1 - \frac{(1)^2 * 36}{4\pi^2 * 29 \times 10^3} \right] * \left( \frac{L}{r} \right)^2 \quad \text{EC: 4.80}$$

$$F_a = \left[ \frac{36}{2,12} - \frac{(1)^2 * 36^2}{2,12 * 4\pi^2 * 29 \times 10^3} \right] * \left( \frac{L}{r} \right)^2$$

$$F_a = 16,98 - 0,00053 * \left( \frac{L}{r} \right)^2$$

$$F_a = 16,98 - 0,00053 * \left( \frac{L}{r} \right)^2 = 16,98 - 0,00053 * (121,75)^2 = \mathbf{9,12 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} = 6428 \text{ [T/m}^2\text{]}}$$

El esfuerzo máximo ocurre en el panel extremo donde el cortante causado por el viento es máximo: **5,55 [T]**. Cada diagonal se supone que lleva la mitad de esto, o sea **2,77 [T]**. Está sometida entonces a una fuerza axial de:

$$F = \frac{5,55 \text{ [T]} * 3,75 \text{ [m]}}{2,8 \text{ [m]}} = \mathbf{7,73 \text{ [T]}} \quad \text{EC: 4.81}$$

Donde;

2,8 [m] = distancia perpendicular a una diagonal. Figura 4.79

3,75 [m] = longitud de una diagonal. Figura 4.79

5,5 [T] = máximo viento  $V_f$

Esto causa un esfuerzo promedio a compresión en la diagonal, de:

$$f_a = \frac{F}{A} \quad \text{EC: 4.82}$$

Donde;

F = Fuerza axial de la diagonal, **F = 7,73 [T]**

A = área del perfil AL100x10

Entonces;

$$f_a = \frac{7,73}{18,36/100^2} = \mathbf{4210 \text{ [T/m}^2\text{]}}$$

$$f_a < F_a$$

$$\mathbf{4210 < 6428 \quad \text{[T/m}^2\text{]} \quad \text{(SI CUMPLE)}}$$

En consecuencia, el perfil AL 100x10 es adecuado para resistir el pandeo en la dirección horizontal.

#### 4.7.3.3.18 Cálculo del pandeo vertical para el arriostramiento horizontal<sup>105</sup>

Debido a la forma del ángulo, sus conexiones extremas se cargan excéntricamente. Por tanto, la diagonal debe comprobarse para la combinación de esfuerzos de carga axial y flexión, y pandeo en la dirección vertical. La excentricidad y la distancia  $c$  entre el eje neutro y el borde superior de la aleta a compresión, es **2,97 [cm]** (figura 4.78).

La relación de esbeltez para pandeo en la dirección vertical, con un valor conservador de  $K = 1$  y provisión para un arriostramiento en la mitad de la longitud, es:

$$\frac{L}{r_x} = \frac{(3,75/2) * 100}{3,08} = 60,87 \quad \text{EC: 4.83}$$

Según la norma DEA los miembros sujetos a compresión axial combinada con flexión deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a / F'_{ex}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - f_a / F'_{ey}) F_{by}} \leq 1 \quad \text{EC: 4.84}$$

Donde;

$$F'_e = \frac{\pi^2 E}{FS(K_b L_b / r_b)^2}$$

$$FS = 2,12$$

$$C_m = 0,6 - 0,04 * \frac{M_1}{M_2}; \frac{M_1}{M_2} = \text{relación entre el momento menor y el mayor en los extremos}$$

$$C_m = 1.0 \text{ es un valor conservado } r$$

El esfuerzo axial  $f_a$  es **4158 [T/m<sup>2</sup>]** y el esfuerzo admisible es:

$$F_a = 16,98 - 0,00053 * \left(\frac{L}{r}\right)^2 = 16,98 - 0,00053 * (60,87)^2 = \mathbf{15,01 \text{ [klb/pulg}^2\text{]} = 10580 \text{ [T/m}^2\text{]}}$$

El esfuerzo de flexión es:

$$f_b = F * \frac{c}{S} \quad \text{EC: 4.85}$$

<sup>105</sup> Manual de Diseño de Estructuras de acero, Brockhenbrough, tomo 2, sección 6, pág 6.4. Ec. 6.68



Donde;

F = Fuerza axial de la diagonal, **F = 7,73 [T]**

c = distancia del perfil AL100x10 al eje neutro. (Figura 4.74), **c = 2,97 [cm]**

S = Módulo de sección, (Figura 4.78), **S=24,73 [cm<sup>3</sup>]**

Entonces;

$$f_b = F * \left( \frac{c}{S} \right) \quad \text{EC: 4.86}$$

$$f_b = 7,73 * \left( \frac{2,97}{24,73} \right) * 100^2 = \mathbf{9283,5 [T/m^2]}$$

El esfuerzo a flexión para acero grado 36 es:

$$F_b = 0,55 * F_y = 0,55 * 36 = \mathbf{20 [klb/pulg^2]} \quad \text{EC: 4.87}$$

Entonces;

$$F'_e = \frac{\pi^2 * 29E3}{2,12 * (60,87)^2} = \mathbf{36,43 [klb/pulg^2]} = \mathbf{25647,34 [T/m^2]}$$

La sustitución en la ecuación de la interacción queda:

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

$$\frac{4210}{10580} + \frac{1,0 * 9283,5}{[1 - (4210 / 25647,34)] * (20 / (2,2 * 0,0254^2))} = 0,38 + 0,64 = 0,95 < 1$$

Por lo tanto se usa perfiles AL 100 x 10 para todas las diagonales del arriostramiento horizontal.

#### 4.7.3.3.19 Conexiones del arriostramiento horizontal

Las conexiones extremas de los arriostramientos laterales se hacen mediante juntas soldadas, las dimensiones de las placas que irán soldadas al alma de la viga principal son: 320x180 mm.

Los detalles de soldadura se especifican en el **ANEXO 1. Plano 100-05.**

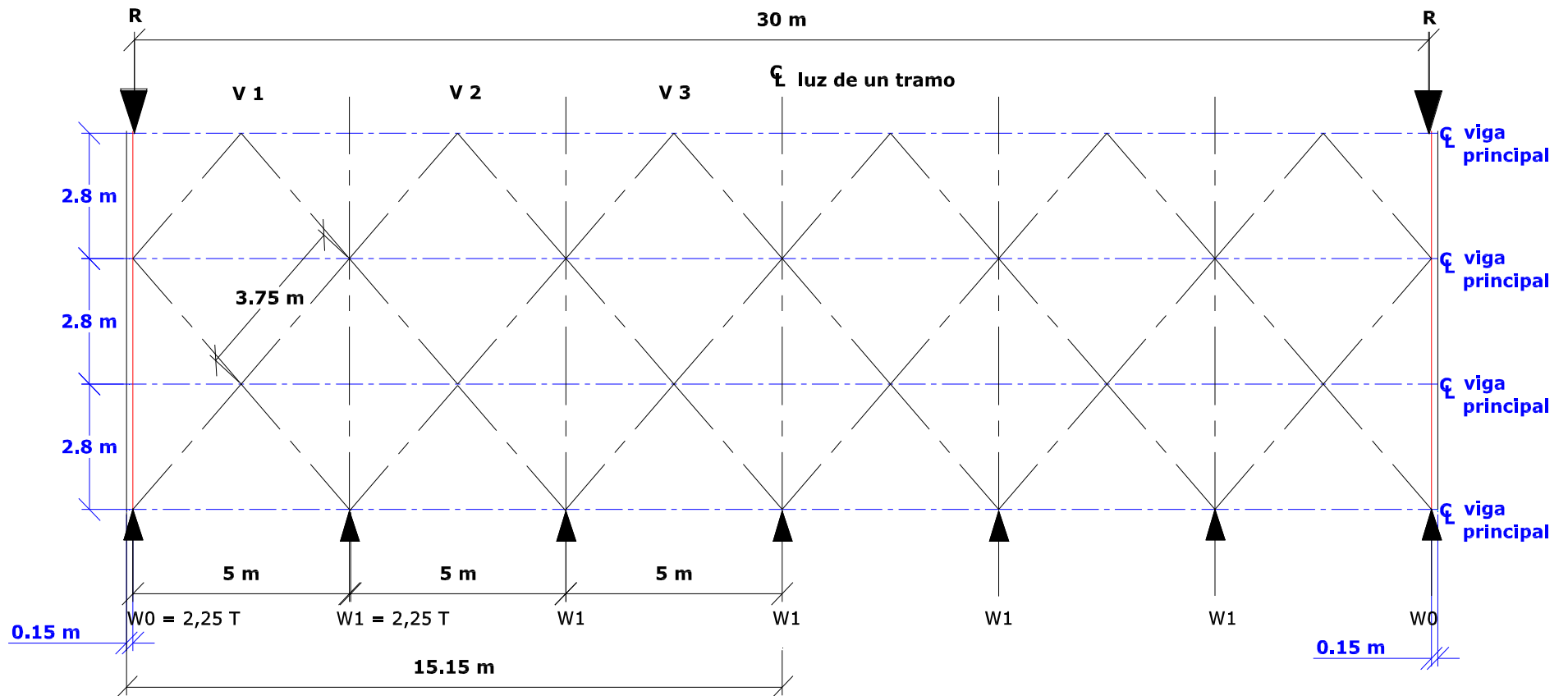


Figura 4. 79 Disposición del arriostramiento del puente (Tramo Dovela Tipo I)

#### 4.7.3.3.20 Diseño de la placa de apoyo para las zonas de hormigón.

La viga principal de acero A588 tiene una reacción en el extremo de **68,03 [T]** y el extremo izquierdo de la dovela se apoya en el estribo de hormigón y el extremo derecho de la viga principal se apoya sobre la estructura de acero, que se diseña en el cabezal de la pila afectada.

La longitud del apoyo es de  $L_a = 0,15$  [m]. La presión de aplastamiento admisible para el hormigón es:

$$F_p = 0,35 f'_c = 0,35 * 0,0028 \text{ [T/mm}^2\text{]} = \mathbf{0,0010 \text{ [T/mm}^2\text{]}} \quad \text{EC: 4.88}$$

Donde;

$f'_c$  = es la resistencia de compresión del hormigón a los 28 días<sup>106</sup>.

Entonces el área necesaria de la placa es:

$$A = \frac{V_{m\acute{a}x}}{F_p} = \frac{68,03}{1,44 * (1/2,2 * 25,4^2)} = \mathbf{67054,52 \text{ [mm}^2\text{]}} \quad \text{EC: 4.89}$$

Debido a que la longitud de los apoyos está limitada a 0,15m; el ancho de la placa es por lo menos:

$$\text{ancho} = \frac{A}{L_a} = \frac{67054,52}{0,15 * 1000} = \mathbf{447,03 \text{ [mm}^2\text{]}} \quad \text{EC: 4.90}$$

Donde;  $L_a$  = Longitud de apoyos

La aleta de una viga principal tiene un ancho de **0,55 [m]**; entonces la presión de aplastamiento es:

$$f_p = \frac{V_{m\acute{a}x}}{A_{\text{aleta en el apoyo}}} = \frac{63,08}{150 * 550} = \mathbf{0,000764 \text{ [T/mm}^2\text{]}} \quad \text{EC: 4.91}$$

Entonces:

$$f_p < F_p$$

$$\mathbf{0,000764 < 0,001 \text{ [klb/pulg}^2\text{]}} \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

Por lo tanto se usa una placa de 450x550 mm y espesor 23mm (Neopreno); como placa de apoyo. **(VER ANEXO 1, PLANO 100).**

<sup>106</sup> Manual de diseño de estructuras metálicas, Brockenbough F. tomo 3, sección 11, pág 11.5

#### **4.7.4 DISEÑO EN EL TRAMO DE LA PILA (ALCANCE EN EL CABEZAL DE LA PILA AFECTADA)**

Para el diseño de la estructura que forma parte del cabezal de la pila afectada, se considera que los problemas en cuanto a cimentación socavada son solucionados con todos los parámetros de diseño, tal que, la estructura de la pila quede totalmente fija y haya mínimas posibilidades de futuras socavaciones, además la estructura de la pila socavada es planteada para transmitir las cargas que actúan sobre el puente.

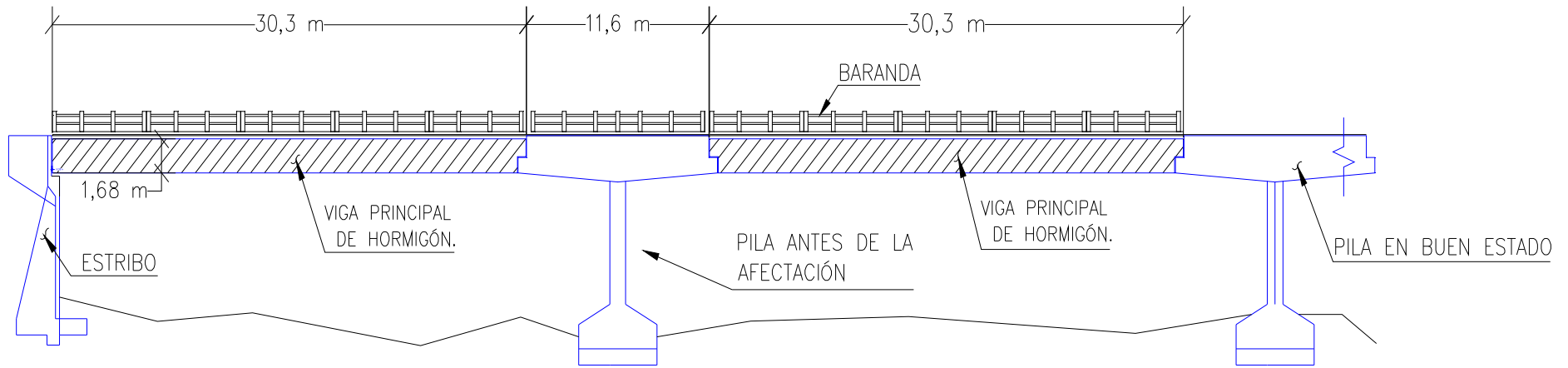
Hechas estas consideraciones, se acoge al diseño para el tramo de la pila del puente con una luz de **11.66 [m]**, se prevee las dimensiones de las estructuras que forman parte de la pila mediante los planos originales del puente tipo, considerando los **0,50 [m]** de asentamiento de la pila como se muestra en las figuras 4.80 y 4.81 (**VER ANEXO 1, Plano 100**).

La reparación del tramo de la Pila es conformada por un emparrillado de acero formado por tableros similares a los tableros del tramo dovela Tipo I, en grado A36, cuya disposición se muestra en la figura 4.82. (**ANEXO 1, PLANO 100-04**).

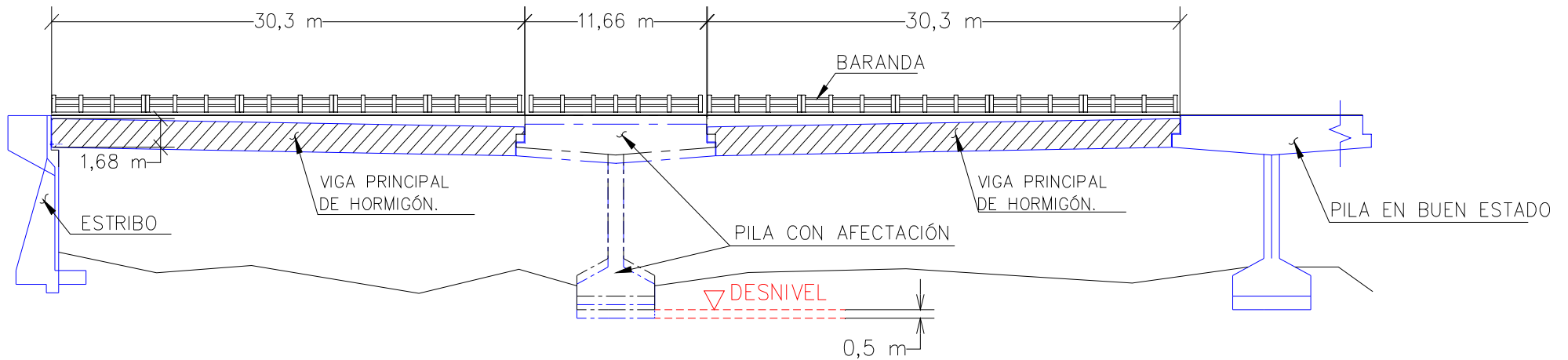
Se considera tableros con viguetas de mayor longitud tal que, suplan los espacios en el cual se presentan las juntas de dilatación (si fuese el caso de un tablero de hormigón), entre los emparrillados de acero para tramo dovela Tipo I y Tramo Pila, evitando de esta forma la presencia de dichas juntas de dilatación.

Además para suplir el espacio de **0.50m**, que queda entre la pila afectada y el emparrillado de acero se añade vigas de acero en grado 50, cuyo objetivo es evitar el pandeo producto de las cargas provenientes del emparrillado de acero.

Igualmente se considera reducir el peso por parte de esta estructura de acero, ya que, la pila afectada tiene que soportar, entonces se pone vigas livianas evitando así provocar asentamientos posteriores, por parte de la pila afectada.



**Figura 4. 80** Puente de Hormigón antes de la presencia de socavación localizada en la Pila.



**Figura 4. 81** Puente de hormigón con afectación de una de las pilas por presencia de socavación localizada.

#### 4.7.4.1 Cálculos del emparrillado de acero del tramo de la pila.

Como en el caso del diseño del tablero para el tramo dovela Tipo I de luz igual a 30,3 [m], ahora se considera una luz de **11,66 [m]**.

Cada uno de los tableros de acero que forma parte del emparrillado de acero para la luz de **11,66 [m]** de la pila, son conformados con planchas de acero corrugado de **6 [mm]** (como losa), viguetas internas tipo I ubicados longitudinalmente y traveseros soldados a las viguetas.

El emparrillado de acero total para el tramo de la pila de luz **11.66 [m]**, es constituido por los siguientes elementos:<sup>107</sup>

- Tablero de 1 x 2m = 24 unidades
- Tablero de 0,5 x 2m = 3 unidades
- Tablero de 1 x 3,51m = 8 unidades
- Tablero de 0,5 x 3,51m = 1 unidad

Se considera la junta entre emparrillados de acero de cada tramo, las viguetas que forman parte de un tablero tienen una longitud de (1+0,255) m, estos tableros son de dimensiones:

- Tablero de 1 x 2,255m = 8 unidades
- Tablero de 0,5 x 2,255m = 3 unidades

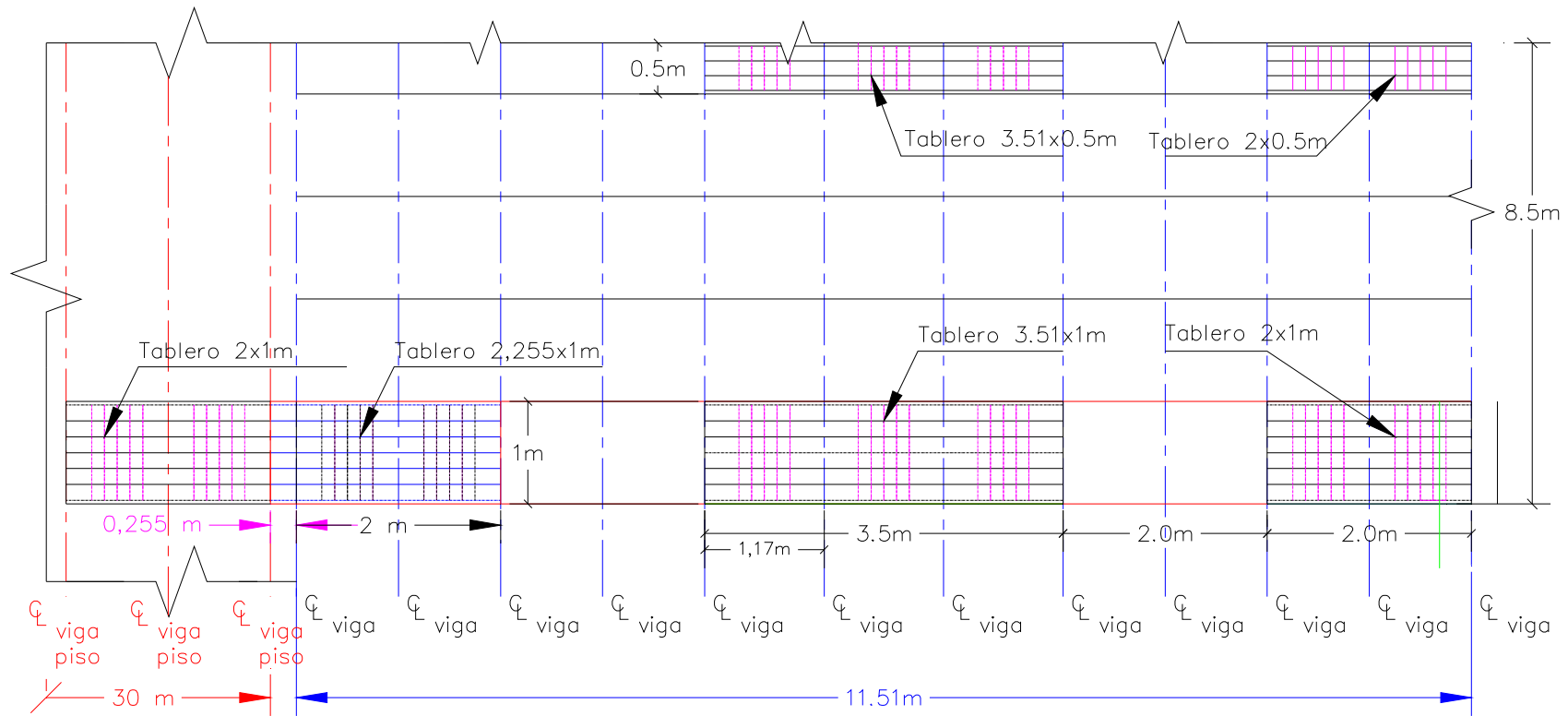
Para el tablero de 1x2m y 0.5x2m, se considera el mismo diseño del tablero de 1x2m y 0.5x2m del tramo dovela Tipo I de luz de **30,3 [m]**. **(Ver ítem 4.7.3.1.2)**

Entonces se realiza los cálculos para los tableros de dimensiones 1x3,51m, ya que es más vulnerable que el tablero 0.5x3.51m y para el tablero de dimensiones 1x2.255m, ya que igualmente es más vulnerable que el tablero de dimensiones 0.5x2.255m.

---

<sup>107</sup> ANEXO 4 (Peso de Emparrillado de acero – Tramo Pila)

#### 4.7.4.1.1 Disposición de los tableros que forman parte del tramo Pila



**Figura 4. 82 Disposición de los tableros del tramo de la pila que forman vinculo con la parte del emparrillado de acero del tramo de dovela Tipo I**

#### 4.7.4.1.2 Cargas vivas usadas en el tablero de acero de 1x3,51m y 1x2,255m

La carga viva distribuida a la viga principal con espaciamiento **S = 2,80 [m]** es:

$$F.D = \frac{S}{2400} \text{ PARA EMPARRILLADO DE ACERO}^{108} \quad \text{EC: 4.92}$$

$$F.D = \frac{2800}{2400}$$

Por tanto la viga recibe **1,15 cargas de eje**.

Las vigas que soporta el tablero reciben: **1,15 cargas de eje**, y queda sometida a cargas móviles concentradas en intervalos de 14 [pies] = **4,27 [m]**, de:

$$\text{Donde;} \quad W_2 = F.D. * P_1 \quad \text{EC: 4.93}$$

F.D. = Factor de distribución de carga de eje = 1,15

$P_1$  = Carga de camión,  $P_1 = 14,54$  [T]

$W_2 = 16,72$  [T]

$$W_1 = F.D. * P_2 \quad \text{EC: 4.94}$$

Donde;

F.D. = Factor de distribución de carga de eje = 1,15

$P_2$  = Carga de camión,  $P_2 = 3,63$  [T]

$W_1 = 4,17$  [T]

Por las dimensiones del tablero cuyo ancho es **1[m]**, la única carga que participa en el tablero es la de una sola llanta del camión HS20-44, y es:

$$W_2 = (16,72 / 2) = \mathbf{8,36 [T]}$$

Entonces la carga viva del camión en donde se presenta mayor momento en el tablero de 1x3,51m y tablero de 1x2,255m; se muestra en la figura 4.83 y figura 4.84, respectivamente.

---

<sup>108</sup> Ver Capítulo 4, Tabla 4.18.



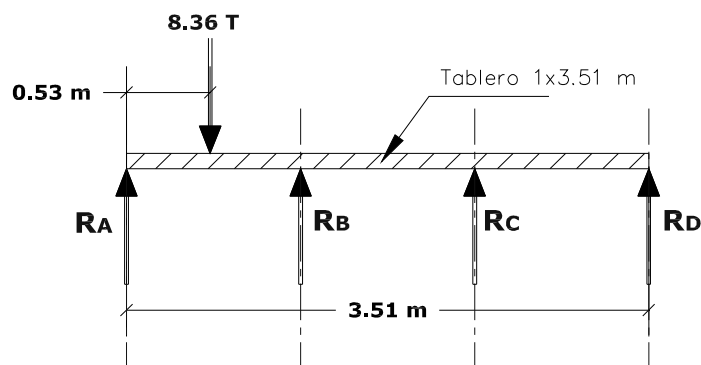


Figura 4. 83 Cargas vivas de camión HS 20-44 que el tablero de 1 x3,51 m tiene que resistir.

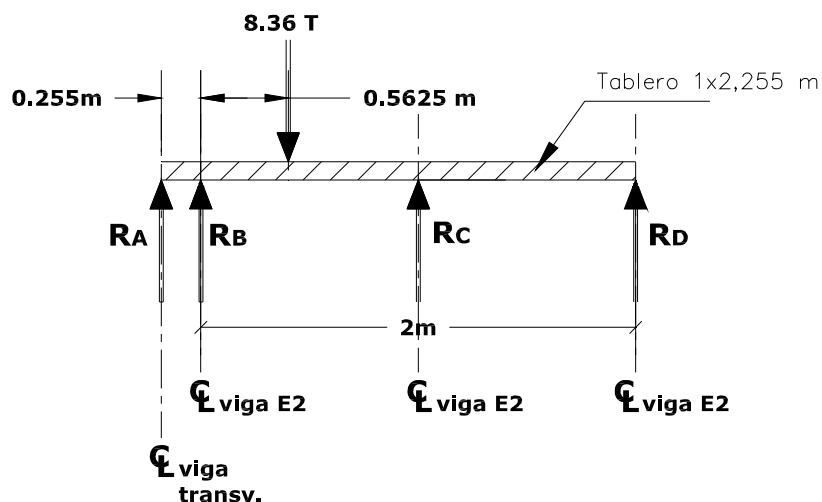


Figura 4. 84 Cargas vivas de camión HS 20-44 que el tablero de 1 x2,255m tiene que resistir.

#### 4.7.4.1.3 Cálculo de Momentos y Cortantes en el tablero de acero de 1x3,51m

En la figura 4.85 se muestra un esquema del tablero de dimensiones 1x3,51m y en la figura 4.86 se muestra los cálculos elaborados en el SAP 2000 vs 12.

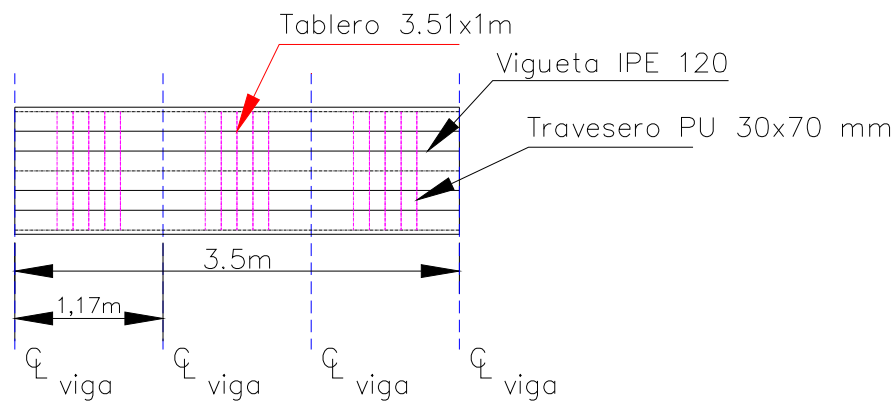
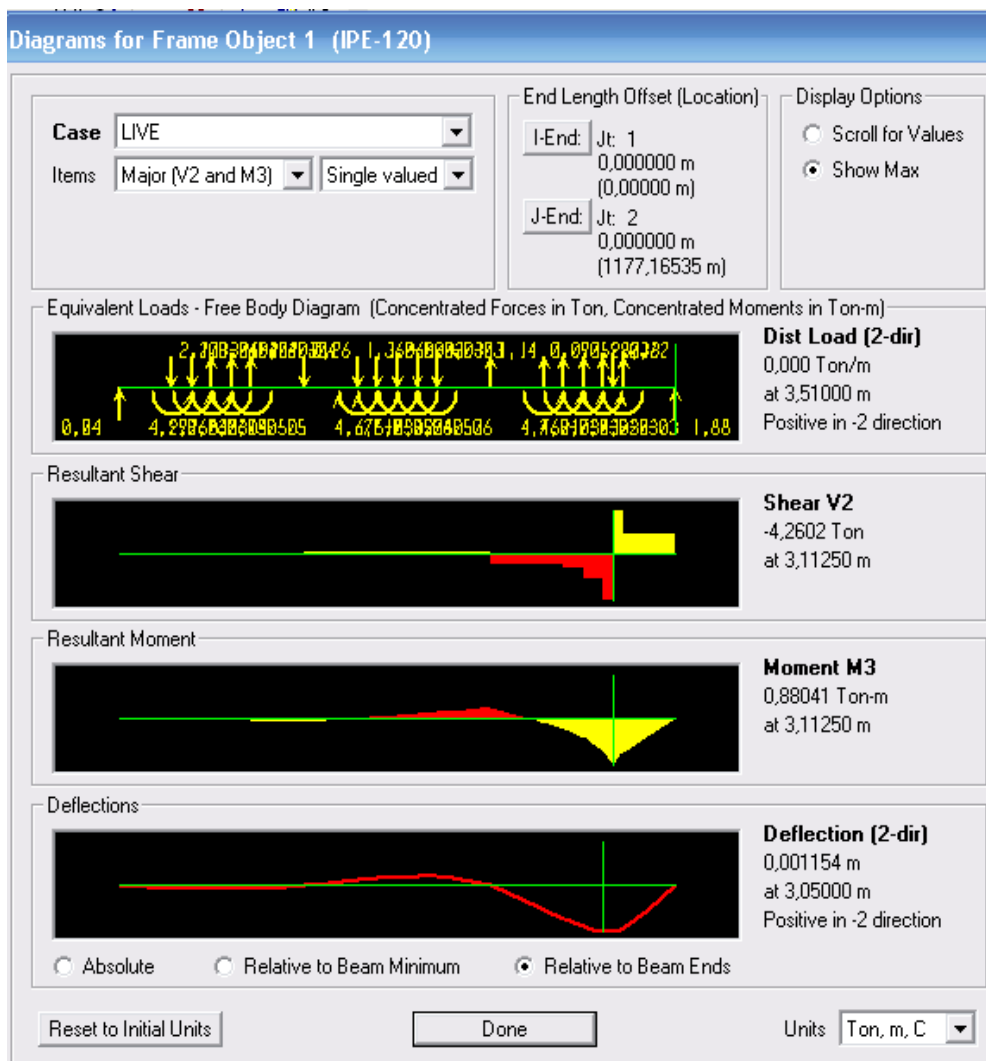


Figura 4. 85 Tablero de 3,51 x 1m para el emparrillado de acero del tramo de la Pila.



Calculado por: Cristina Quishpe; Sandra Durán

Figura 4. 86 Diagrama de Cortante y Momentos máximos para el tablero de 1x3,51m

De acuerdo a cálculos realizados en el programa SAP 2000, los máximos esfuerzos sometidos a la combinación de carga muerta y carga viva del camión HS20-44 afectada por el factor de distribución en el tablero de 1x3,51m se resumen en la tabla 4.44.

Tabla 4. 44 Resumen del Diagrama de Momentos y Cortantes Máximos para el tablero de 1x2m, sometido a la combinación de cargas muerta + viva.

	<b>Carga Muerta + Viva</b>
Momentos máx negativos, en T-m	-0,22
Momentos máx positivos, en T-m	0,88
Cortantes, en T	4,26

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.4.1.4 Cálculo de Momentos y Cortantes en el tablero de acero de 1x2.255m.

La siguiente figura muestra un esquema del tablero 1x2.255m, en la figura 4.84 se muestran los cálculos elaborados en el SAP 2000 vs 12.

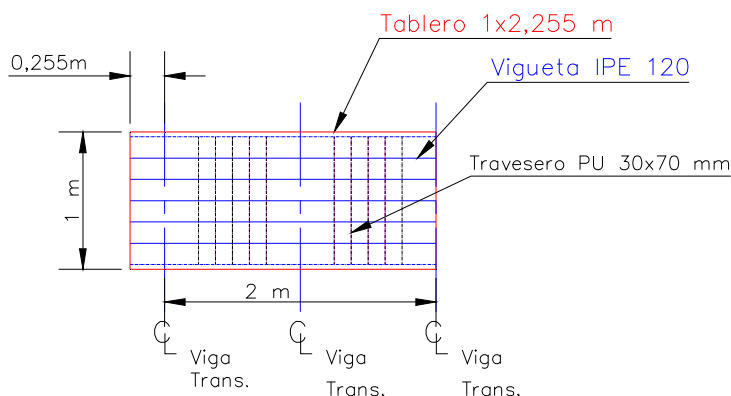
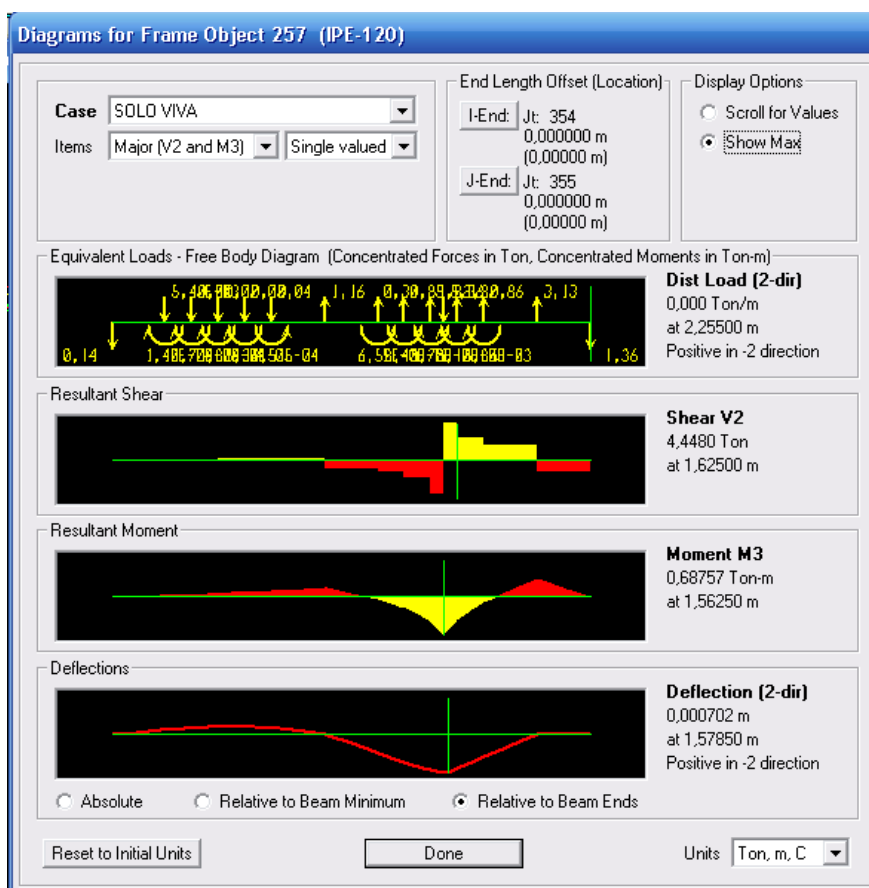


Figura 4.87 Esquema de un tablero 1x2,255m para el emparrillado de acero.



Calculado por: Cristina Quishpe; Sandra Durán

Figura 4.88 Diagrama de Cortante y Momentos máximos en el tablero de 1x2, 255m

Los máximos esfuerzos sometidos a la combinación de carga muerta y carga viva del camión HS20-44 en el tablero de 1x2,255m se resume en la Tabla 4.45

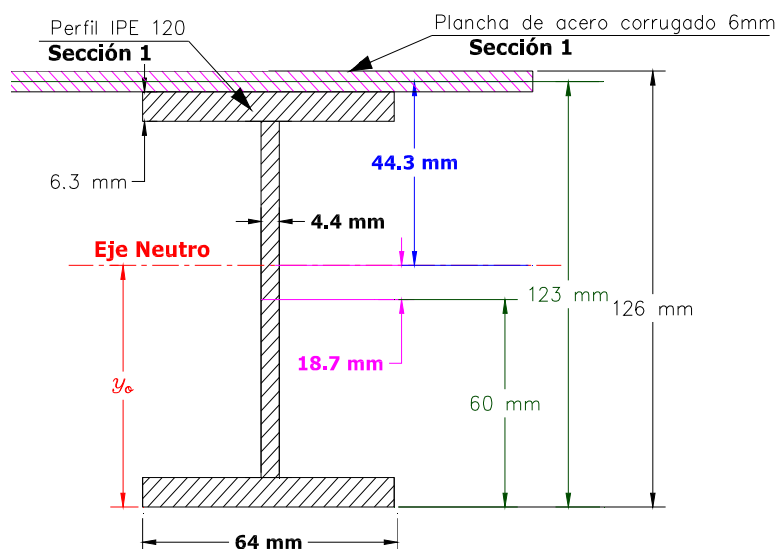
**Tabla 4. 45 Resumen del Diagrama de Momentos y Cortantes Máximos para el tablero de 1x2m, sometido a la combinación de cargas muerta + viva.**

	<b>Carga Muerta + Viva</b>
Momentos máx negativos, en T-m	-0,23
Momentos máx positivos, en T-m	0,81
Cortantes, en T	4,27

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 4.7.4.1.5 Cálculo del Momento de Inercia de la vigueta que soporta el tablero de 1x3,51 m y el tablero de 1x2,255 m

En la figura 4.89 se muestra la composición de un tablero que forma parte del emparrillado de acero, para el cálculo del momento de inercia respectivo, que se presenta en la tabla 4.46.



**Figura 4. 89 Composición del tablero. (Plancha de acero corrugado + vigueta)**

**Tabla 4. 46 Momento de Inercia del tablero tramo - pila**

Denominación	A1 cm <sup>2</sup>	A2 cm <sup>2</sup>	d cm	b1 cm	b2 cm	y <sub>o</sub> cm	a1 cm	a2 cm	I <sub>x</sub> (1) cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> (2) cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> total cm <sup>4</sup>	I/c	
												cm <sup>3</sup>	pulg <sup>3</sup>
IPE 120	14,2	6	12,6	6	12,3	7,87	1,87	4,43	328	0,427	496,83	64	3,84

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

Entonces por la teoría de esfuerzos admisibles, para flexión:

➤ Para el tablero de 1x3,51m

$$\frac{I}{c} = \frac{M}{F_b} \quad f_b \leq F_b; \quad F_b = 20 \text{ klf/pulg}^2 \quad (\text{Para acero A36}) \quad \text{EC: 4.95}$$

$$\frac{I}{c} = 64[\text{cm}^3]$$

$$\frac{Mc}{F_b} = \frac{0,88 [T\cdot m] * 2,2 * 100}{20 [klb/pulg^2] / 2,54^2} = 60,4[\text{cm}^3]$$

EC: 4.96

$$64 [\text{cm}^3] \geq 60,4 [\text{cm}^3] \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

➤ Para el tablero de 1x2,255m

$$\frac{I}{c} = \frac{M}{F_b} \quad f_b \leq F_b; \quad F_b = 20 \text{ klb/pulg}^2 \quad (\text{Para acero A36})$$

EC: 4.97

$$\frac{I}{c} = 63[\text{cm}^3]$$

$$\frac{Mc}{F_b} = \frac{0,68 [T\cdot m] * 2,2 * 100}{20 [klb/pulg^2] / 2,54^2} = 48,25[\text{cm}^3]$$

EC: 4.98

$$63 [\text{cm}^3] \geq 48,25 [\text{cm}^3] \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

Por lo tanto los tableros que conforman el emparrillado de acero para el tramo de la pila de luz igual a 11,66 [m] si satisfacen el diseño a flexión. Las soldaduras serán en ángulo (filete) **(VER ANEXO 1 – Plano 100-04)**

#### 4.7.4.2 Diseño de las vigas E2 que soportan el emparrillado del tramo – pila

Obtenido el peso de los tableros que conforman el emparrillado de acero para el tramo de la pila del puente, una viga que resiste este tramo se consideran como viga tipo I en acero A-588 denominada viga E2, que es empotrada en el cabezal la pila de hormigón afectada cuya longitud es de **9.5 [m]** que coincide con la longitud de la pila de hormigón en vista frontal.

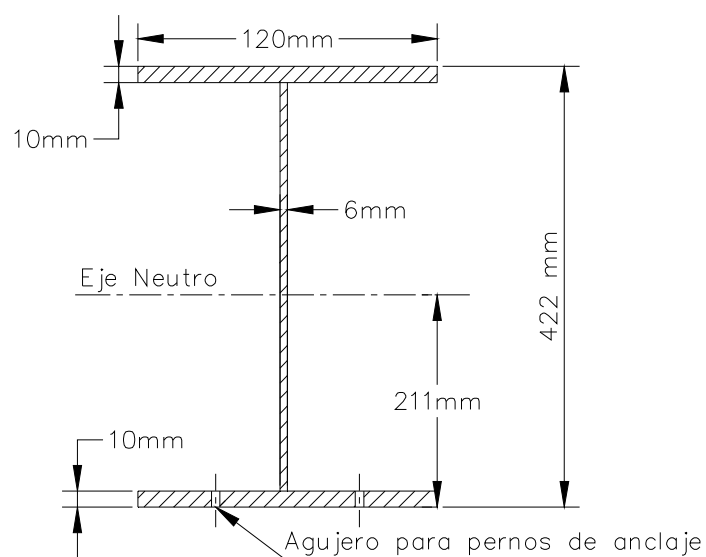
La altura de la viga E2 es igual a **422 [mm]**, esta altura se acoge de acuerdo al asentamiento de la pila afectada.

##### 4.7.4.2.1 Disposición de las vigas E2 en el Tramo Pila

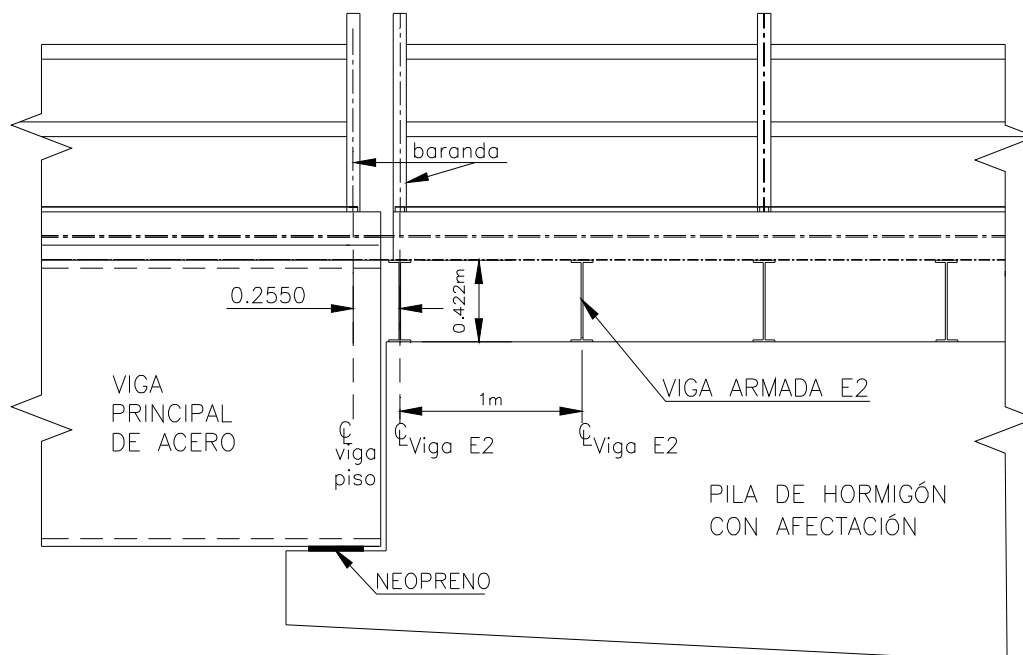
Las vigas que soportan los tableros de longitud de 2m tienen un espaciamiento de **1 [m]** entre ellas, mientras que, para los tableros de longitud 3,51m, las vigas

son espaciadas **1,17 [m]**, además se tiene en cuenta la distancia que existe entre los límites de los emparrillados de acero de los tramos dovela tipo I y tramo pila que es igual a **255 [mm]**, ya que las viguetas que forman parte de un tablero tienen una longitud de  $(1+0,255)\text{m}$ , y suplen esta distancia. Figura 4.91.

Para el diseño de la viga E2 se realiza el método de prueba y error de las vigas tal que resistan el pandeo del emparrillado de acero, se considera como viga armada como muestra la figura 4.90, se tiene en cuenta las dimensiones antes consideradas. La aleta inferior de la viga armada es debidamente empotrada al cabezal de la pila de hormigón. **(VER ANEXO 1. Plano 100-04)**



**Figura 4.90 Viga E2 armada Preseleccionada**



**Figura 4.91 Posición de las vigas que soportan los tableros en el tramo pila, en mm**

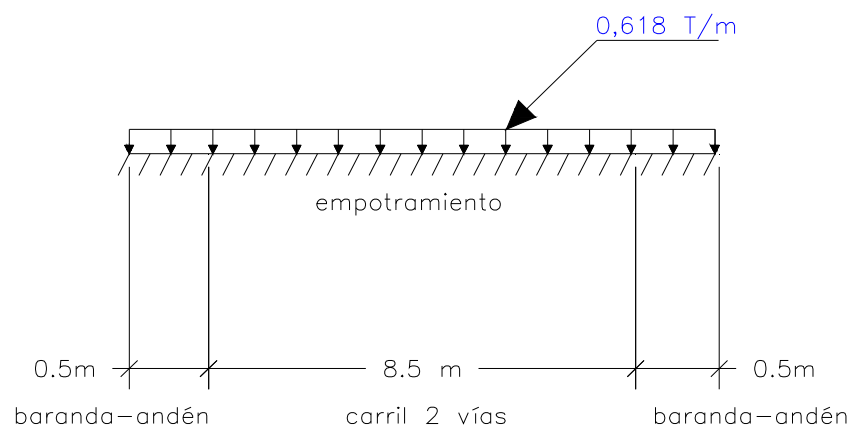
#### 4.7.4.2.2 Carga muerta para una viga E2

En la Tabla 4.47 se presenta el peso por carga muerta para una viga E2, y la Figura 4.92 muestra un esquema de la distribución de carga muerta.

**Tabla 4. 47 Carga muerta soportada por una viga transversal<sup>109</sup>**

Carga muerta soportada por una viga E2	T / m
Peso de un tablero 1x3,51m para una viga E2	0,53
Peso de baranda- andén (Parte apoyada en viga E2)	0,043
Peso de una viga E2 (preseleccionada)	0,045
<b>Carga Muerta (Wcm)</b>	<b>0,618</b>

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe



**Figura 4. 92 Carga Muerta sobre una viga E2**

#### 4.7.4.2.3 Cálculo para pandeo de una viga E2<sup>110</sup>

Para el cálculo de pandeo para una viga E2 se considera como una viga con empotramiento en un extremo y en el otro extremo libre. Se considera las cargas que actúan sobre el tablero de 1x3.51 ya que es el más vulnerable ante los demás tableros.

Los máximos esfuerzos por carga viva en la viga de E2 ocurren cuando las ruedas centrales del camión pasan sobre ella (figura 4.94). En esa posición, las ruedas imponen sobre la viga E2 una carga de:

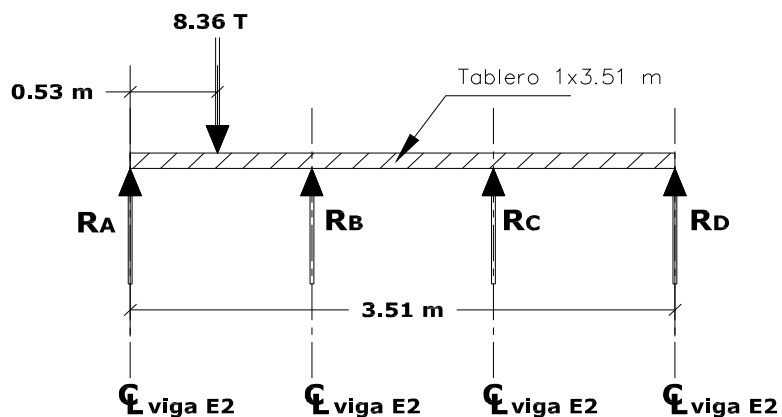
$$W2 = \frac{8,36T * 0,53}{3,51} = 1,26 T$$

EC: 4.99

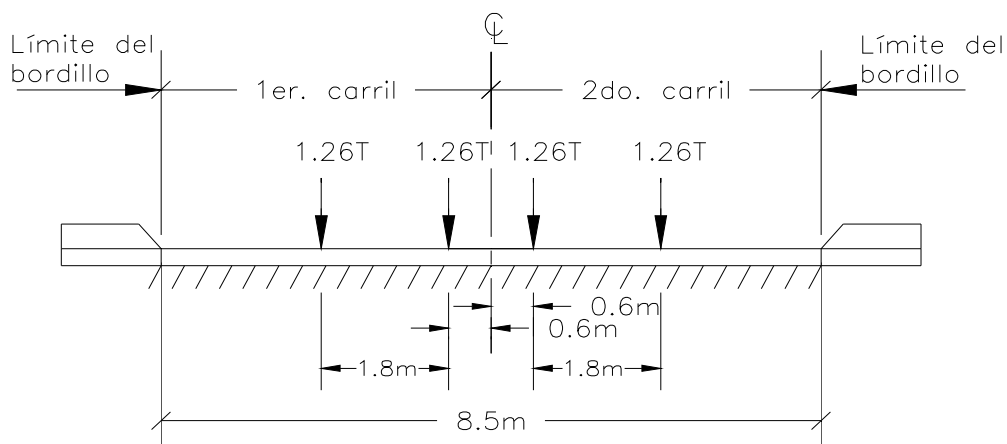
<sup>109</sup> VER ANEXO 4.

<sup>110</sup> Manual de diseño Mecánico, Shigley J., Tomo I, 3era. Edición español, McGraw-Hill, México, 1996.

En la figura 4.94 se muestra las posiciones de cargas W2 que causan momento positivo en una viga E2.

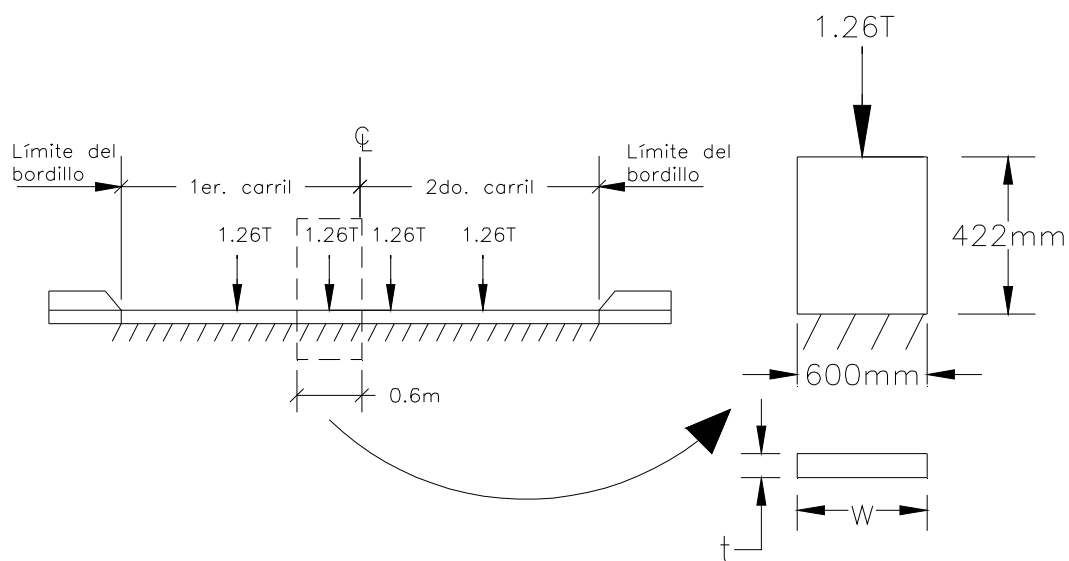


**Figura 4.93** Posición de la carga sobre una vigueta del tablero de 1x3,51m que causa máxima carga viva sobre una viga E2.



**Figura 4.94** Posiciones de cargas que causan momento positivo en una viga E2

Se analiza un fragmento de la figura 4.95 de la siguiente forma:



**Figura 4.95** Fragmento de viga E2 para el análisis de pandeo



➤ Cálculo de diseño de columnas

$$n = \text{factor de seguridad} = \frac{P_{cr}}{P} \quad \text{EC: 4.101}$$

$$\text{Si } n = 2 ; P_{cr} = n * P = 2 * 1.26T = 2.52T$$

$$I = \frac{P_{cr} l^2}{c \pi^2 E} = \frac{2.52 * 422^2}{1 * \pi^2 * 20.431} = 2225.54 \text{mm}^4 \quad \text{EC: 4.100}$$

Donde;

$P_{cr}$  = Esfuerzo

$l$  = Altura de la viga

$c$  = Coeficiente, 1 valor conservador

$E$  = Módulo de elasticidad,  $E = 20.431 \text{ [T/mm}^2\text{]}$

➤ Momento de inercia respecto del eje más débil

$$I = \frac{wt^3}{12} \Rightarrow t = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{w}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 2225.54}{600}} \Rightarrow t = 3.54 \text{ mm} \quad \text{EC: 4.102}$$

La relación esbeltez es:  $\frac{l}{k}$  EC: 4.103

Donde;

$k = 0.289t$  (APÉNDICE TABLA A14, Shigley, pág. 857)

$$\Rightarrow k = 0.289 * 3.54 = 1.024$$

Entonces:

$$\frac{l}{k} = \frac{422}{1.024} = 412.027$$

➤ Comprobación de una columna de Euler

$$\frac{l}{k} = \sqrt{\frac{2c \pi^2 * E}{S_y}} = \sqrt{\frac{2 * 1 * \pi^2 * 29E6}{36000}} = 126 \quad \text{EC: 4.104}$$

Donde;

$E$  = Módulo de elasticidad,  $E = 20.431 \frac{T}{\text{mm}^2} = 29E6 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2}$

$S_y$  = acero A-36.  $S_y = 36000 \text{ psi}$

**126 < 412.027**

**(SI CUMPLE)**

Entonces la suposición de una columna de Euler es válida. Para la viga E2 se usa la viga preseleccionada. **(VER SOLDADURA EN ANEXO 1, PLANO 100-04)**

#### 4.7.5 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO DOVELA TIPO II

Para el diseño de las dovelas del segundo tramo, como se pudo apreciar en la figura 4.66, la viga principal tiene un destaje de **0.50 [m]** en el extremo derecho, de acuerdo al modelo de la viga postensada original, ya que la pila de hormigón en buen estado es un pilar en voladizo, para el diseño del tramo dovela Tipo II.

Se pone énfasis en los esfuerzos cortantes para el alma de la viga tipo con destaje entonces se aumenta mayor área en esta sección del destaje como compensación, en lo que corresponde al resto de diseño la viga principal tiene de los mismos elementos de la viga principal del tramo dovela tipo I, pero con sus variaciones en los 0.5 [m] del destaje en el extremo derecho.

Para el diseño del tramo dovela tipo II se consideran los mismos criterios de diseño aplicados para el tramo dovela tipo I.

##### 4.7.5.1 Diseño del emparrillado de acero

El emparrillado del tramo dovela tipo II de luz igual a 30.3m es conformado por tableros de las siguientes dimensiones:

- Tablero de 1 x 2m = 112 unidades
- Tablero de 0,5 x 2m = 14 unidades
- Tablero de 1 x 2,225m = 8 unidades
- Tablero de 0,5 x 2,225m = 1 unidades

Para mayor detalle de las dimensiones de la viga principal del tramo dovela Tipo II y soldaduras. **(VER ANEXO 1. PLANO 100-03)**

##### 4.7.5.2 Diseño de vigas transversales

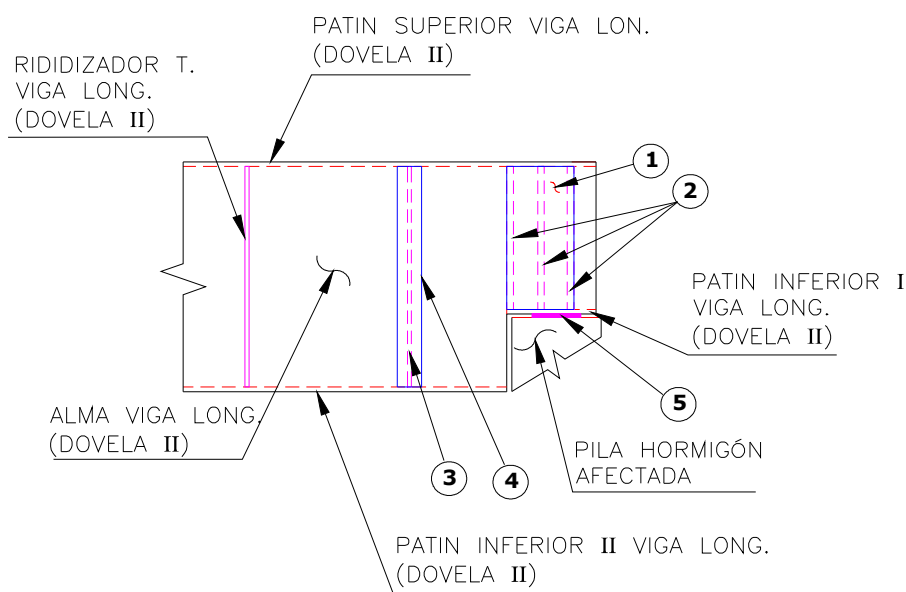
Para mayor detalle de las dimensiones de la viga principal del tramo dovela Tipo II y soldaduras. **(VER ANEXO 1. PLANO 100-03 y VER ANEXO 3. WPS Nro. 4, 5, 6 y 7)**

### 4.7.5.3 Diseño de viga principal tramo dovela Tipo II

En cuanto al diseño de la viga principal en el extremo derecho de la viga existe un destaje, ya que ésta tiene que apoyarse en el cabezal de la pila que está en buen estado, ya que, a diferencia de la viga principal del tramo dovela tipo I, ésta viga se apoya en el cabezal de la pila afectada ajustándose al asentamiento de 0.5m, como se muestra en la figura 4.66.

Debido a ésta pérdida de material en el extremo de la viga principal, la viga tiende a fallar por cortante en el extremo del apoyo derecho por lo que para recompensar esta debilitación se aumenta el área de esta zona como se mencionó anteriormente, y como se muestra en la figura 4.96.

Para mayor detalle de las dimensiones y soldaduras de la viga principal del tramo dovela Tipo II. (VER ANEXO 1. PLANO 100-03 y VER ANEXO 3. WPS Nro. 1, 2, 3, 7, 8 y 9)



**Figura 4. 96 Viga principal del tramo dovela tipo II**

- ① Placa que forma "T" con el rigidizador de apoyo
- ② Rigidizador de apoyo
- ③ Rigidizador transversal
- ④ Placa perpendicular al rigidizador transversal 3○
- ⑤ Placa de Neopreno

#### 4.7.5.4 Rigidizadores Transversales

Para mayor detalle de las dimensiones y soldaduras de los rigidizadores transversales del tramo dovela Tipo II. **(VER ANEXO 1. PLANO 100-03)**

#### 4.7.5.5 Rigidizadores de apoyo

Los rigidizadores de apoyo se diseñan considerando que, además de ser los encargados de rigidizar en los extremos de los apoyos, son los encargados de aumentar la sección debido al destaje de la viga principal, como muestra la figura 4.96. Para mayor detalle de las dimensiones y soldaduras de los rigidizadores de apoyo del tramo dovela Tipo II. **(VER ANEXO 1. PLANO 100-03 y VER WPS Nro. 8 y 9).**

#### 4.7.5.6 Arriostramiento Horizontal

Se considera el mismo criterio de diseño del tramo dovela tipo I, se hace reajustes en la parte del extremo derecho, se reduce la longitud de los ángulos. Para mayor detalle de las dimensiones y soldaduras del arriostramiento horizontal del tramo dovela Tipo II. **(VER ANEXO 1. PLANO 100-06)**

### 4.8 JUNTAS DE DILATACIÓN

Con las consideraciones realizadas con los tableros de los emparrillados de acero en la zona de las juntas entre de los tramos colindantes, se hace la comprobación de si se necesita o no utilizar para la reparación del puente juntas de dilatación.

*Entonces;* de acuerdo a lo descrito en capítulo 3, ítem 3.3.2.2.3.

*Deformación por cambios de temperatura en un elemento de longitud L:*

$$\Delta L = \alpha * \Delta t * L$$

**EC: 4. 105**

$\alpha$  : Coeficiente de dilatación térmica que depende del material analizado

para el acero  $\alpha = 65 \times 10^{-7}$

Para las viguetas IPE 120 de los tableros del emparrillado de acero, los extremos anticipados de temperatura son:

En clima moderado: 0 a 120 ° F

En clima frío: -30 °F a +120°F

Con el coeficiente antes mencionado, el cambio de longitud resultante en las viguetas IPE120 de los tableros con mayor longitud, es decir el tablero 3.51m de largo es:

En clima moderado:  $120 * 65 \times 10^{-7} * (3.51 * 1000) = 2.73 \text{ mm}$

En clima frío:  $150 * 65 \times 10^{-7} * (3.51 * 1000) = 3.42 \text{ mm}$

Entonces se puede apreciar que existe un mínimo valor de deformación del acero por cargas térmicas por parte de las viguetas de los tableros, por lo que se toma como resultados no considerables, sin embargo para las juntas entre viguetas en el montaje del emparrillado de acero de cada tramo se considera una holgura de **5mm** entre vigueta (longitudinalmente).

Por lo tanto para el diseño de la superestructura reparada no se considera la existencia de juntas de dilatación, en el emparrillado de acero.

En donde existen juntas de dilatación es en la parte de los extremos de las vigas principales para los tramos dovela tipo I y II, que se unen a las zonas de hormigón del puente original, ahí se considera el Tipo de Junta de dilatación que especifica MTOP.

#### 4.9 **BARANDA –ANDÉN**

##### 4.9.1 **BARANDA**

Para el diseño de la baranda y andén de los tres tramos de la superestructura reparada se considera tanto la estética del puente de hormigón original como las cargas de impacto que pueda soportar dicha estructura constituida en baranda-andén.

Estructuralmente, la baranda debe cumplir por lo menos con los siguientes criterios de evaluación:

- Es capaz de contener y redireccionar al vehículo.
- El vehículo no debe penetrar, pasar por debajo o sobrepasar la instalación aunque una deflexión lateral controlada del elemento es aceptable.
- Las velocidades de impacto de los pasajeros en vehículos livianos deben ser preferentemente 9m/s y como máximo 12m/s y preferentemente 3m/s y 6m/s como máximo para la componente longitudinal.

Por los criterios antes expuestos se diseña una alternativa, tal que cumpla con dicho objetivo. La baranda se construye en acero A-36, y es conformada por:<sup>111</sup>

- Perfil IPE 140 de longitud 1.15m, los 0.15m de longitud es empotrado en la estructura del andén.
- Tubos 3pulg, espesor 2mm

Para mayor detalle de las dimensiones y soldaduras de la baranda de acero de los 3 tramos reparados. **(VER ANEXO 1. PLANO 200 y 200-01, 02,03, y 04).**

#### **4.9.2 ANDÉN**

Para el diseño del andén de los 3 tramos del puente, se considera una estructura tal que resista cargas vivas peatonales y además al igual que las barandas también se considera la estética del puente original, los elementos y las cantidades que constituyen el andén se especifican en el **ANEXO 4. Peso de la estructura del andén.**

Para mayor detalle de las dimensiones y soldaduras del de acero de los 3 tramos reparados. **(VER ANEXO 1. PLANO 200 y 200- 01, 02,03, y 04).**

---

<sup>111</sup> Para las cantidades de los elementos. VER ANEXO 4, Peso de la estructura de la baranda.

## **CAPÍTULO 5**

### **PROCESO DE FABRICACIÓN, MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE REEMPLAZO Y ANÁLISIS DE COSTOS.**

#### **5.1 FABRICACIÓN DEL PUENTE TIPO TRABE REPARADO**

##### **5.1.1 DIAGRAMA DE PROCESOS DE FABRICACIÓN PARA LA SUPERESTRUCTURA DE ACERO DEL PUENTE REPARADO.**

El proceso de fabricación de las dos dovelas de acero para la superestructura del puente tipo reparado se puede observar en la figura 5.1. El mismo proceso se aplica para la fabricación del emparrillado de acero y para la fabricación de la baranda-andén.

###### **5.1.1.1 Suministro de materiales**

Esta etapa es muy indispensable e importante, debido a que es el inicio del proceso de fabricación, de manera que si existe retraso en la adquisición del material a utilizarse, no se puede realizar el trabajo a tiempo; por lo tanto se extiende el período de construcción de la obra esto implica no cumplir con el tiempo programado.

Para la adquisición de los diversos materiales se deben tener una gama de proveedores. Para elegir cuales serán los mejores Se toma en cuenta aspectos generales como: tiempo de entrega, calidad del material, facilidades de pago, estas entre las más frecuentes.

En la figura 5.2 se muestra un esquema de la fabricación de dovelas tipo.

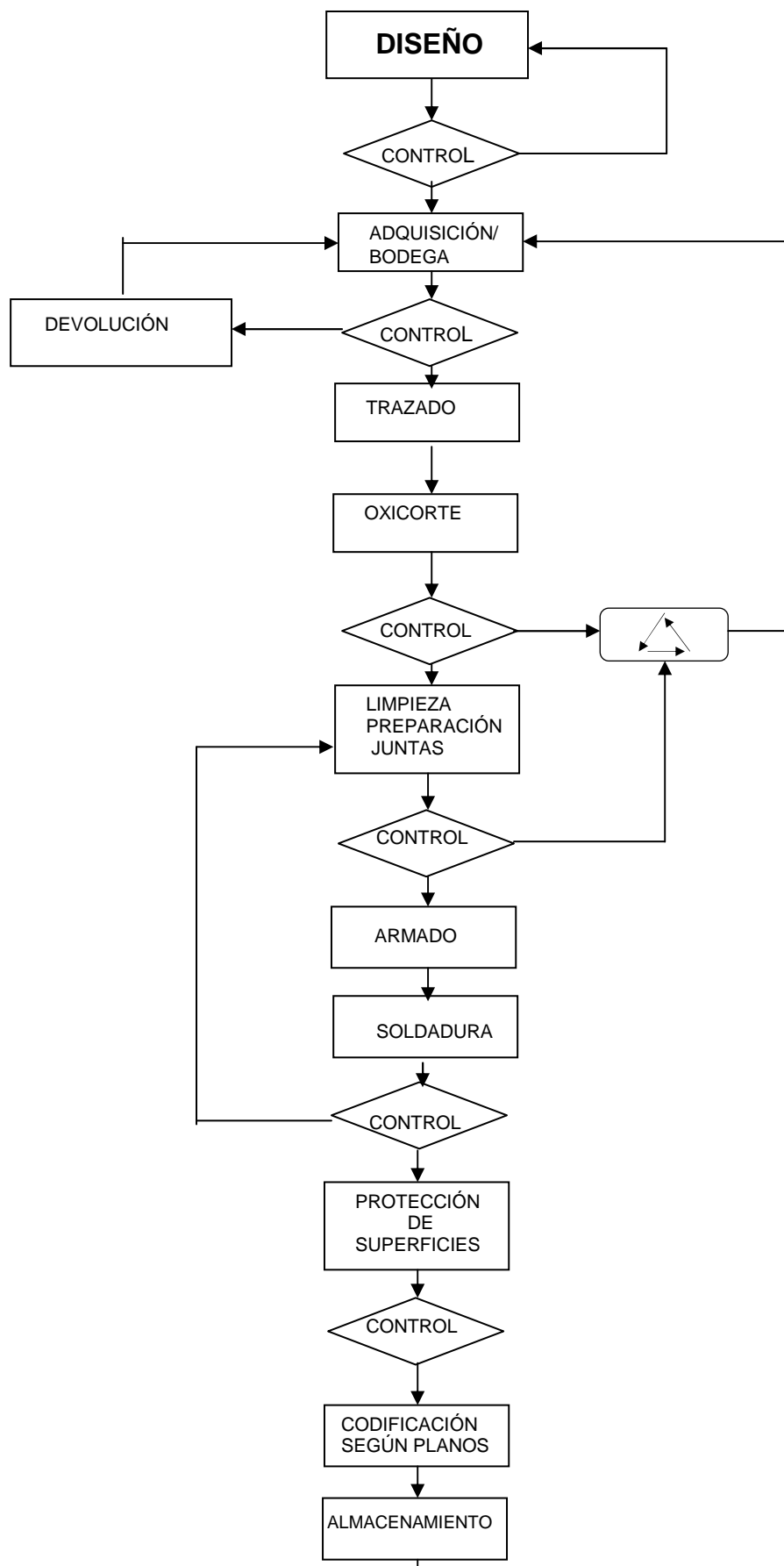


Figura 5. 1 Procesos de fabricación de la superestructura del Puente Tipo.





**Figura 5.2 Fabricación de una dovela (Viga Tipo Trabe)**

#### **5.1.1.2 Procedimientos básicos de fabricación del Puente Tipo Reparado.**

- Oxicorte

Este procedimiento se usa con el fin de reducir al mínimo los desperdicios del material e insumos, y así optimizar el tiempo de trabajo.

- Armado

El proceso de armado consiste en conformar los módulos en la dimensión y forma final con juntas temporales, previo a este se realiza una limpieza de los elementos que conforman los módulos y submódulos de la estructura. Este procedimiento permite realizar verificaciones previas o correcciones en el diseño del puente, según como se requiera.

- Soldadura

Este proceso consiste en la unión permanente de dos a más piezas bajo condiciones impuestas de fabricación que cumpla las cualidades necesarias para desempeñarse satisfactoriamente en el servicio propuesto. Para garantizar el proceso de soldadura y el registro de calificaciones se elaboran los denominados WPS's y PQR's, correspondientemente.

La importancia económica y el procedimiento a utilizarse en la soldadura, dispone el Ingeniero para reducir los costos de producción y fabricación.

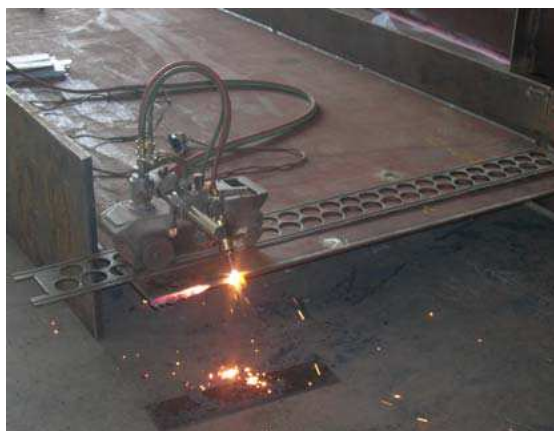
➤ **Especificaciones de los Procedimientos de Soldadura WPS.**

El objetivo de especificar los procedimientos es verificar que las uniones soldadas posean las propiedades mecánicas necesarias para un comportamiento adecuado en servicio.

Los datos que se deben tener muy en cuenta en la elaboración de los WPS para la reparación del puente tipo, son entre los más importantes: diseño de junta, material de aporte, corriente, voltaje, posición de soldadura, etc. Para la selección de estos datos se conoce el proceso de soldadura que se va a emplear.

La especificación o procedimiento de soldadura (WPS), es el documento que describe todos los requisitos mencionados anteriormente y detalles necesarios para realizar de algún tipo de unión de soldadura.

Para el presente proyecto se toma en cuenta los procedimientos para las soldaduras filete en las posiciones 2F, 3F, 3G, 4F, y para ranura 1F, 1G, 2G, 3F, 3G, 4G para el proceso SMAW, especificados en el anexo 3. A continuación en la figura 5.3 se muestra la soldadura de dovelas o vigas principales longitudinales para el puente tipo.



**Figura 5.3 Biselado de Planchas<sup>112</sup>**

---

<sup>112</sup> <http://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/1726/1/3397.pdf>

Se toma en cuenta que, para escoger el tamaño adecuado de la soldadura se debe seleccionar en base a la placa más delgada que se tenga entre las que se vayan a soldar. Los electrodos a utilizarse en las soldaduras son: E6010 y E7018 este último es adquirido en envases herméticamente sellados o en caso contrario ser secado por lo menos dos horas en un horno a temperatura entre 450° F a 500° F (230°C ~ 290°C) antes de ser utilizado.

Los electrodos E7018 que no sean utilizados en el lapso de 4 horas después de ser retirados de sus envases herméticamente cerrados, deben ser secados nuevamente antes de ser utilizados. Los electrodos no pueden ser resecados más de una vez.<sup>113</sup>

Por tratarse de la reparación de un puente en el que la estructura principal está formada por vigas principales longitudinales de planchas soldadas, el aspecto de ejecución y control de la soldadura es de singular importancia, por lo que es ejecutada con óptima calidad y de acuerdo a las especificaciones de la ANSI/ASHTO/AWS D1.5 Bridge Welding Code.

➤ **Código para Soldadura de Puentes ANSI/ASHTO/AWS D1.5.**<sup>114</sup>

Esta norma cubre los requisitos de fabricación por medio de soldadura aplicables a los puentes de carreteras, y es usado conjuntamente con la Especificación Estándar para Puentes de Carreteras AASHTO.

Las provisiones de este código no son aplicables a la soldadura de metales base de espesores menores a 3 mm.

Las secciones que constan en este documento se listan a continuación:

1. Provisiones Generales
2. Diseño de Conexiones Soldadas
3. Mano de Obra

---

<sup>113</sup> <http://blog.pucp.edu.pe/media/1487/20080120-2%20SR-Especificaciones%20Tecnicas-b.pdf>

<sup>114</sup> [http://www.cimepi.com/admcontenidos/archivos\\_links/docu\\_392.pdf](http://www.cimepi.com/admcontenidos/archivos_links/docu_392.pdf)

4. Técnica
5. Calificación
6. Inspección
7. Soldadura de Pernos
8. Puentes de Acero Soldados
9. Reforzamiento y Reparación de Estructuras Existentes (sin aplicaciones dentro de este código)
10. Plan de Control de Fractura (Fracture Control Plan -FCP) para Miembros no Redundantes
11. Anexos-Información Obligatoria
12. Anexos no Obligatorios
13. (Códigos y normas especificaciones)

- Inspección de Soldadura

En este proceso se requiere realizar un control de calidad, que garantice que el proceso de soldadura está bien desarrollado, para esto se recurre a las normas AWS D1.5 y ASME.

Los métodos de inspección de soldadura son: Inspección visual, tintas penetrantes, radiografía industrial, ultrasonido

- Protección de superficies (Limpieza y Pintura)

Por causa de las condiciones inestables que presenta el medio ambiente ante el sistema estructural de acero, se debe proteger sus componentes con pinturas anticorrosivos especiales, esto siempre y cuando se cumpla las condiciones del material y las del medio que lo circunda.

### **5.1.2 MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA**

La superestructura del puente se fabrica mediante módulos o dovelas, precisamente para su transporte y ensamble en sitio. De tal manera que el montaje comprende el armado de las dovelas mediante la conexión de las mismas y armado de los elementos restantes como las vigas transversales que

existe en el espacio entre el montaje de las dos dovelas fabricadas. Para finalmente montar el arriostamiento horizontal. (Figura 5.4)

### **5.1.2.1 Tareas a realizarse para el montaje de la superestructura.**

#### *5.1.2.1.1 Transporte*

Se transporta las dovelas del puente, desde la planta o taller donde se fabrica hasta el lugar donde va está situado el puente Tipo Camarones, mediante camiones y tráileres de carga; los cuales son cargados y descargados con adecuados equipos de levantamiento de pesos como: Grúas, montacargas, pórticos de izaje, tecles, armado.

Lo primero que se hace para realizar el armado de la superestructura es movilizar los módulos y ordenarlos de acuerdo a la codificación puesta en fábrica.

Después de ser ordenados, se debe alinear y nivelar, se debe trabajar con el par de dovelas derecho e izquierdo, debido a que el lanzamiento es más fácil y estable, caso contrario el lanzamiento tiene complicaciones.

Cuando las dovelas están alineadas y niveladas se colocan los arriostamientos, luego se procederá a realizar el armado de los elementos siguientes creando juntas provisionales.



**Figura 5. 4 Transporte de una dovela en tráiler**

#### 5.1.2.1.2 Soldadura

Al finalizar el armado con sus respectivas juntas provisionales se procede a realizar la unión definitiva de acuerdo al proceso de soldadura seleccionado.

#### 5.1.2.1.3 Lanzamiento

Existen varios métodos de lanzamiento, éste se escoge dependiendo de las características geográficas que presente el lugar donde se realiza el montaje del puente, explicados en los siguientes párrafos.

- **Sistemas de lanzamiento utilizados**

El montaje de un puente se efectúa mediante diversos métodos. La elección de un método en un caso determinado es influenciada por el tipo de estructura, longitud de la luz, condiciones del sitio, modo de envío de material al sitio y equipo disponible.

Independientemente del procedimiento de montaje que se seleccione, hay dos consideraciones que superan a todas las demás, estas son:

1. La seguridad y la estabilidad de la estructura bajo todas las condiciones de construcción parcial, carga de construcción y carga de viento, que se encuentre durante el montaje.
2. El puente se monta de tal modo que se desempeñe como se pretendió.

Existen cuatro técnicas principales de lanzamiento para colocar un puente en su posición final, estas son:

- ✓ ***Lanzamiento por Segmentos***

El puente es fabricado en segmentos y se lanza el puente una distancia igual al segmento recién construido, constituyen los siguientes componentes:

- Planta de fabricación del tablero.
- Pico o nariz de lanzamiento.
- Pilas Auxiliares.

- Apoyos de Neopreno-Teflón.

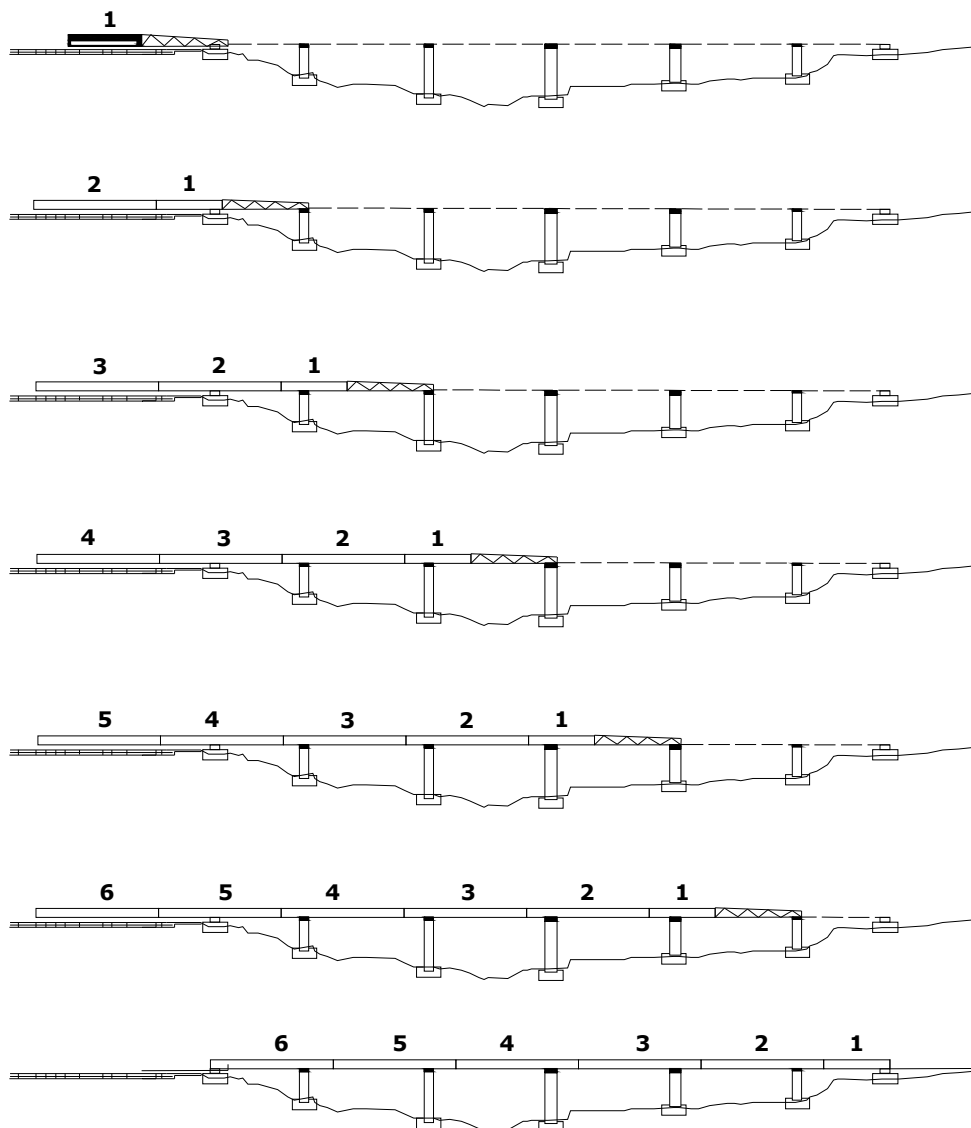


Figura 5.5 Lanzamiento por segmentos.

- ✓ *Giro del Puente Completo.*

Una vez fabricado todo el puente, o las dos mitades en las porciones opuestas, se giran hasta la posición final.

- ✓ *Traslación Transversal*

Consiste en fabricar el puente en una porción paralela a la deseada y trasladarlo con un movimiento transversal hasta dicha ubicación.

- **Métodos de Lanzamiento**

- ✓ *Nariz de Lanzamiento*<sup>115</sup>

Es una estructura metálica normal, de preferencia fabricada en varias secciones para facilitar su transporte a la obra. Debe unirse “en campo” con tornillos calibrados o bien con soldadura que garantice no existan movimientos relativos entre las secciones.

El patín inferior de las vigas metálicas es previsto, en su parte exterior, de un ala vertical que sirve de encarrilador del puente sobre los topes laterales de los apoyos deslizantes.

El arriostramiento transversal entre las dos almas o vigas metálicas no debe cubrir más que las necesidades al pandeo de los patines superior e inferior.

En la parte delantera de la nariz, en la zona de aproximación a las pilas, se instala unos gatos especiales, cuyo objetivo es recuperar la flecha de peso propio que toma la ménsula al llegar a la pila.

Este tipo de lanzamiento se puede apreciar en las figuras 5.6 y 5.7.

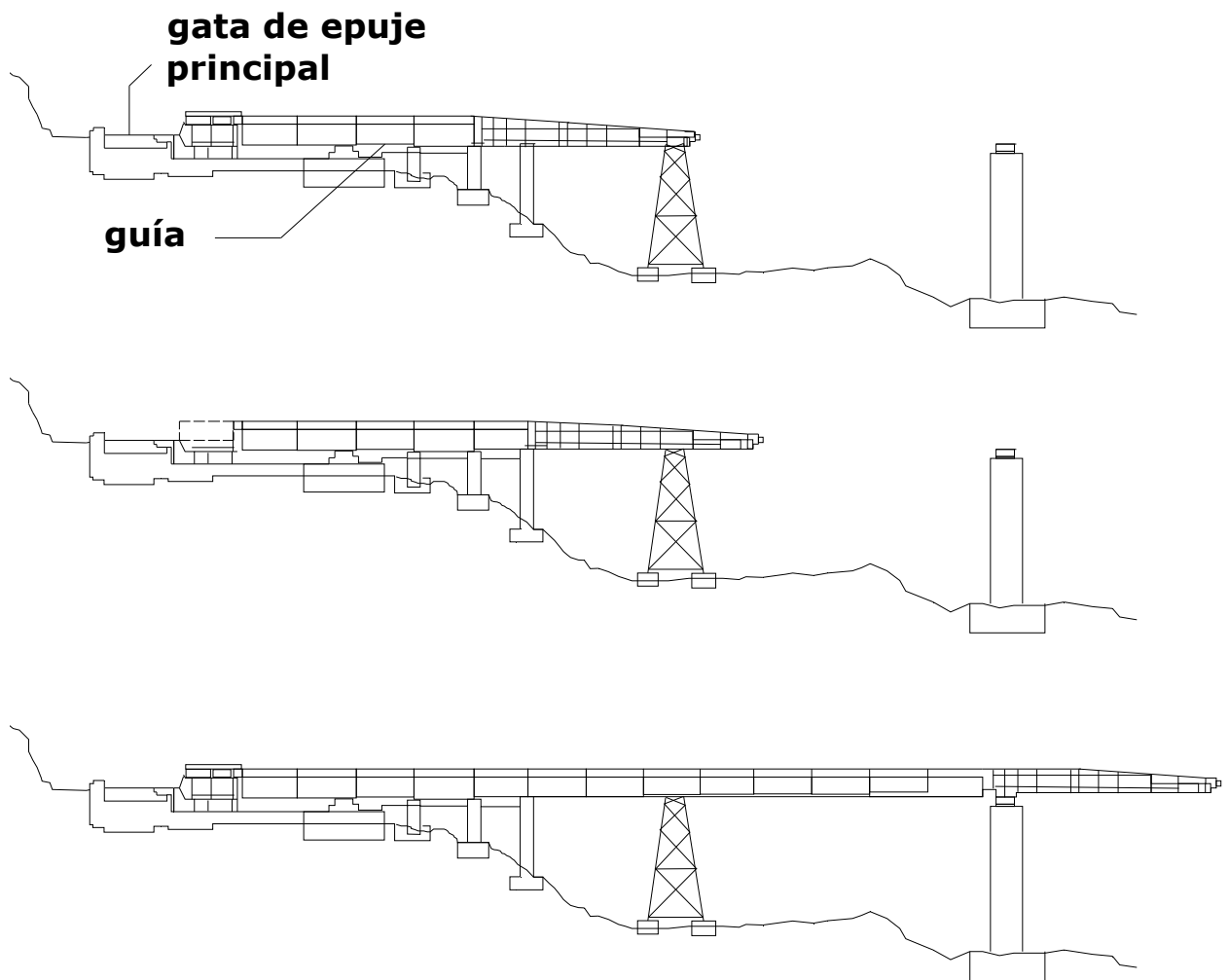


**Figura 5.6** Nariz de lanzamiento tipo

---

<sup>115</sup> <http://www.mexpresa.com/productos/empujados.php>





**Figura 5.7 Arrastre mediante cordones.**

✓ *Pilas Auxiliares u Obras falsas*

Son creadas con el propósito de acortar las distancias entre los puntos de apoyo en el período del lanzamiento. Estos elementos son estructuras metálicas livianas que requieren de cierta preparación del terreno, por lo tanto no son empleadas en ríos de cuencas de profundidades grandes y de gran caudal.

En las figuras 5.8, 5.9 y 5.10 se presentan los esquemas del sistema de lanzamiento por Pilas Auxiliares u Obras Falsas.



**Figura 5. 8** Ejemplo de las pilas auxiliares para el lanzamiento por Obra Falsa.



**Figura 5. 9** Lanzamiento por Obra Falsa de dovelas Tipo



**Figura 5. 10** Montaje de grúa de una dovela tipo

### ✓ *Lanzamiento rigidizado con tirantes*

Este método consiste en colocar una estructura con cables y gancho una especie de teleférico, en el que conforme se va armando el puente se va empujando por medio de los cables que la soportan y bajo la estructura armada se coloca una placa que soporte, abajo están unos rodillos para facilitar la movilidad de la estructura del puente. (Figura 5.11)



**Figura 5. 11 Lanzamiento rigidizado con tirantes.**

Por los conceptos antes descritos se elige realizar el lanzamiento de la superestructura del puente reparado mediante el método de Obras Falsas.

#### *5.1.2.1.4 Asentamiento*

Para el asentamiento definitivo se coloca sobre tacos de madera y con la ayuda de elevadores hidráulicos se va disminuyendo la altura hasta que se asiente definitivamente sobre los neoprenos.

#### *5.1.2.1.5 Pruebas de funcionalidad y de carga*

El último proceso que determina la finalización de la construcción del puente es la verificación de los parámetros estructurales y funcionales de la Obra de Arte Mayor instalada.

Los parámetros estructurales se evalúan mediante pruebas de carga sobre el puente, mediante una simulación de los estados de carga asumidos en el diseño, para lo cual se utiliza pesos muertos y vehículos de un tonelaje igual al considerado en la carga viva planteada.

El control y cuantificación experimental de los ensayos se realiza a través de sensores mecánicos y electrónicos instalados sobre la estructura. Su correlación determinará la respuesta del prototipo frente al modelo asumido y garantizará la seguridad del mismo.

## 5.2 **MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE REEMPLAZO**<sup>116</sup>

El puente tipo reparado es una estructura que se debe inspeccionar minuciosamente para detectar indicios de oxidación y otros daños, al reparar estos problemas se logra extender el periodo de vida útil.

Los tipos de mantenimiento son:

- Rutinario.
- Periódico
- Emergente
- Información

Se debe mantener en forma actualizada una información detallada de los siguientes aspectos, para el mantenimiento del puente tipo:

- Detalles estructurales.
- Características hidráulicas del río.
- Capacidad de carga.
- Topografía y factores meteorológicos del sitio.
- Antecedentes.

---

<sup>116</sup> Manual de Mantenimiento Vial, Quito, Ministerio de Obras Públicas, 2007. Pág. 22-32

### 5.2.1 CRITERIOS PARA REALIZAR EL REEMPLAZO O LA REPARACIÓN DE MIEMBROS DEL PUENTE TIPO REPARADO<sup>117</sup>

Una vez que al Ingeniero Estructural le lleguen los informes de inspección, este procede a revisar para así poder tomar la decisión de reemplazar o reparar los miembros. El ingeniero puede basar su decisión en los siguientes criterios:

✓ *Conocimiento de los sistemas y elementos.*

Se deben clasificar los miembros del puente de acuerdo con el grado de importancia que tenga dentro del sistema. El grado de importancia es dictado por la funcionalidad del miembro y los niveles de carga que este soporta. Se debe dar mayor importancia a los miembros más críticos.

✓ *Factores de seguridad.*

Debido a que el puente es diseñado con factores de seguridad que le permiten soportar hasta un 30% de sobrecarga, se supone que dentro de dicho valor no existen problemas en los miembros del puente y por tanto se puede realizar reparaciones menores.

✓ *Propiedades geométricas.*

Cuando la sección de un elemento se ve reducida debido a problemas de corrosión o a fisuras, se toma en cuenta que los esfuerzos aumentan y por tanto se corre el peligro de que el miembro llegue a fallar.

Con base a experiencias anteriores se sabe que se puede tener hasta un 15% de reducción de sección sin que esto afecte grandemente la estabilidad del miembro.

En caso de llegar a tener una reducción de sección mayor, debe reemplazarse dicho miembro.

---

<sup>117</sup> MTOP, Plan Maestro de la Red Vial del Ecuador, Pág. 6-1.

### ✓ *Cálculos.*

Cuando se sospeche que el daño del miembro afecta la estabilidad del puente, se debe calcular los esfuerzos que soporta el miembro basándose en la memoria técnica del diseño del puente. Así se puede determinar si su condición actual le permite soportar los esfuerzos generados. Si no lo soporta es reemplazado.

## **5.2.2 INSPECCIÓN**

Es necesaria una inspección periódica de las estructuras del puente reparado, para evaluar los efectos de la erosión y deterioro del material debido a la acción del clima, desgaste y daños causados sobre la estructura por la acción del tránsito.

Se debe investigar las causas de los defectos del puente, evaluarse las reparaciones y determinar la urgencia de acometer la misma.

En el caso de la infraestructura para determinar si la pila afectada se encuentra en buen estado, y para descartar posibles socavaciones en la misma, la inspección debe hacerse en la época de sequía durante la cual es fácil observar el efecto producido por la lluvia y además es el período de bajo nivel de las aguas, que permita ver un mayor detalle.

La inspección en este periodo permite programar el trabajo de reparaciones a cargo de la cuadrilla especializada, la requisición de materiales y la ejecución de las diferentes operaciones de mantenimiento.

### **5.2.2.1 Consideraciones**

- Se debe inspeccionar para determinar si hay oxidación en todos los miembros donde se acumula la suciedad y desechos. Tal acumulación retiene la humedad y acelera la oxidación. Estas áreas deben ser limpiadas.

- La pintura es inspeccionada para ver si hay desgaste, escamadura y peladura. Si el mal estado de la pintura es total, el puente entero es limpiado y pintado. Si las áreas afectadas son locales éstas deben limpiarse y pintarse.
- La pérdida de metal debido a corrosión o desgaste es anotada y se debe medir para determinar la sección neta del miembro. Si el deterioro es apreciable (más del 10%), se hace un análisis del esfuerzo del miembro, el cual debe reforzarse, repararlo o reemplazarlo, si la resistencia es deficiente.
- Cualquier modificación a las condiciones de carga muerta no indicada en los planos se somete a estudio. Los esfuerzos en los miembros deben ser recalculados si el incremento de carga es significativo.
- Se debe inspeccionar los estribos y pilares para determinar su deterioro y asiento.
- Es importante que los elementos de control de tráfico (altura de seguridad, cargas máximas, señales de tránsito, líneas de señalización, etc.) sean mantenidos en intervalos regulares para controlar el tráfico a través del puente.

#### **5.2.2.2 Corrosión en la superestructura de acero del puente tipo reparado**

La oxidación y la corrosión son las causas más frecuentes que afectan al acero, cuando esto suele progresar descontroladamente ayudan a disminuir la resistencia de algunos miembros de la estructura del puente.

Existen cuatro métodos principales de inhibir la costra o corrosión, y son:

- Limpieza a mano, empleando cepillos de alambre, raspadores, cinceles y martillos de rebabear.
- Limpieza mecánica con herramientas descostradoras mecánicas.
- Soplado de munición o arenilla.
- Limpieza por flama.

Unos de los mejores procedimientos se encuentra entre el soplado de munición o arenilla que ayuda a descostrar y desoxidar, con la ayuda de un

chorro de arenilla (o de munición de plomo) se sopla contra la superficie, desprendiendo la costra y el óxido por abrasión, mientras que el otro procedimiento acertado es la limpieza por flama, es un método simple que consiste en dirigir una flama sobre la superficie de acero.

El calor hace que la costra de laminado y el óxido se expandan y se desprendan del acero.

Una de las ventajas de este procedimiento de limpieza es que la flama puede dirigirse tanto a las secciones pequeñas del emparrillado de acero como a grandes superficies planas. Comparada con la limpieza por soplado con arenilla, la flama es costosa, pero muy completa.

### **5.2.2.3 Capas protectoras para las obras de acero**

Cuando las superficies de la obra de acero son limpiadas por el más efectivo de los procedimientos descritos, el metal necesita una cubierta protectora.

Generalmente se cree que la aplicación de pintura o de otros revestimientos tiene el efecto de impedir que las superficies metálicas sufran el ataque de la atmósfera. Esto no es enteramente cierto, porque muchas de las buenas capas protectoras son, en realidad, porosas.

Como un hecho verdadero, se refiere una vez más a la corrosión electroquímica. El revestimiento trabaja como aislante e impide que la humedad forme un electrolito que establezca la conexión entre la substancia que forma el ánodo y la del cátodo formado por el acero.

Por consiguiente, es lógico que el revestimiento (ya sea de pintura, metal o plástico) esté firmemente unido al metal, de tal modo que la humedad no pueda penetrar entre las dos substancias. Esta es una de las principales razones para eliminar la costra de laminado.

Como se ha mencionado antes, el acero puede recubrirse con pintura, metal, substancias plásticas u otras capas protectoras. La selección dependerá de los siguientes factores:



- Si la superficie está formada por grandes áreas planas o es un conjunto de piezas pequeñas.
- El tipo de equipo disponible (para grandes áreas de metal o de pintura).
- La cantidad de dinero disponible (el recubrimiento con metal puede resultar más costoso que con pintura).

#### 5.2.2.4 Tipos de sistemas de recubrimiento

##### ✓ *Pinturas anticorrosivas*

Las estructuras de acero se pintan principalmente para proveer una capa que proteja al metal contra los efectos de la corrosión. La apariencia estética junto con la aplicación de colores claros, como una precaución de seguridad, también tiene relación con la pintura que se aplica a las estructuras.

La operación de pintura de puentes se ejecuta por la cuadrillada de puentes, o se puede contratar a empresas particulares, cuando se juzgue conveniente.

La limpieza de la superficie del material a pintarse es de primordial importancia. El polvo, barro, sustancias químicas, herrumbre y pintura defectuosa, debe removerse previamente, para ejecutar un trabajo eficiente y duradero.

La capa protectora de pintura anticorrosiva ha demostrado ser la mejor protección para el metal y por lo tanto se debe aplicar antes de colocar la pintura exterior.

La limpieza de las estructuras de acero que se pintan a intervalos muy largos resulta costosa debido a la cantidad de material que debe removerse. Conviene seguir una política de pintar las estructuras a intervalos frecuentes, que se asegure un deterioro menor de la pintura vieja, evitando así el exceso de limpieza.

Como regla, se debe utilizar siempre el mismo color de pintura, a menos que por razones de visibilidad y seguridad, se determine cambiar de color. Se tiene

cuidado de no causar molestias a los usuarios durante la operación. Esto se consigue con el uso de un señalamiento apropiado.

En cada extremo derecho del puente debe anotarse la fecha que se efectúa la pintura y la clase de pintura utilizada para los efectos de control.

La pintura protectora sirve para dos propósitos separados<sup>118</sup>:

- La superficie metálica de cubrirse completa y totalmente con una mano de pintura imprimadora que obra como “aislante” para impedir contactos electroquímicos.
- El imprimador debe recibir a su vez capaz de “acabado” para protegerlo de la acción del tiempo y de daños por contacto con objetos agudos.

Es indudable que cuando mayor número de capas se apliquen y más gruesas sean las manos de pintura, mayor será la protección; pero también habrá que considerar el costo.

Para obtener el grado mínimo de protección, son necesarias cuatro manos:

- Dos manos de pintura imprimadora.
- Una mano interior.
- Una mano final de acabado.

Algunas pinturas que se pueden utilizar para controlar y prevenir la corrosión se presentan a continuación:

- ***Pinturas Imprimadoras:*** Se debe aplicar tan pronto como esté limpio el metal pero, si esto no es posible, la superficie puede protegerse temporalmente con aceite de linaza hervido (es no removible), o soluciones especiales preparadas con lanolina o petróleo sulfonado (se debe remover antes de aplicar el imprimador).
- ***Plomo rojo:*** Es altamente usado en las estructuras de acero por su gran efectividad.

---

<sup>118</sup> La corrosión y como evitarla, México, Centro Regional de Ayuda Técnica, 2004. Pág. 25-38

- **Plomo Metálico:** Son muy apropiados para estructuras bajo el agua.
- **Plumbato de calcio:** Son usados sobre superficies galvanizadas.
- **Cromato de cinc:** Posee alta efectividad como inhibidor de la corrosión, el cromato de cinc se usa como imprimador en condiciones en que los imprimadores a base de plomo ocasionarían peligro.
- **Cinc metálico:** Contienen un 95% de cinc puro. Las pinturas ricas en cinc, cuando se usan como imprimadores, son completamente adecuadas para tolerar pinturas de acabados.
- **Pinturas para las manos finales:** Sirven para evitar que la humedad penetre al imprimador y también impedir que se rompa la capa formada por éste a consecuencia de golpes de piedras u otros objetos duros.

✓ ***Baños metálicos para proteger las obras de acero.***

El procedimiento más efectivo para proteger el acero estructural es cubrirlo con metal y, como el metal es poroso, pintar la cubierta de metal del modo descrito en la sección anterior.

Este es, por supuesto, el procedimiento más costoso pero los resultados son duraderos ya que no se requiere que la capa se renueve cada pocos años como en el caso de superficies simplemente pintadas. Los baños metálicos se aplican a la obra de acero rociándolos en estados líquido.

- El cinc y el aluminio se utilizan para proteger contra la corrosión atmosférica.
- El cinc actúa como ánodo, y se sacrifica en lugar del acero al cual protege.
- El aluminio no está tan sujeto a corrosión como el acero desnudo, forma su propia capa protectora de óxido en forma de película blanca.

Existen tres procedimientos principales para rociar metal, y son:

- Metal fundido.
- Metal pulverizado.
- Alambre metálico.

### 5.3 ANÁLISIS DE COSTOS

Para la reparación del proyecto se analiza los gastos requeridos, y se obtiene un presupuesto estimado de la obra, los factores tomados en cuenta son:

Costo horario de máquina, Costos de mano de obra, Costos de materiales y combustibles, Costos indirectos y el Análisis de precios unitarios.

#### 5.3.1 COSTO HORARIO DE MAQUINARIA<sup>119</sup>

El periodo de vida útil es en el cual se considera que los servicios de la máquina son efectivos, uniformes y calculables. Se establece el periodo de vida útil en horas o en años.

#### 5.3.2 COSTOS DE PROPIEDAD

Son aquellos gastos y desembolsos que se efectúa por parte del propietario de una máquina para mantenerla en su posesión, estos gastos se denominan Costos Fijos y estos son:

- Inversión
- Depreciación o Amortización.
- Intereses seguros e impuestos.
- Conservación.
- Valor residual o precio de renta
- Recuperación al capital invertido, se tomara en cuenta en casos donde exista inestabilidad económica, monetaria o periodos de inflación

---

<sup>119</sup> Baldeón A. David: Análisis de Costos en la Fabricación y Montaje de la Superestructura de Puentes Metálicos; Quito; Junio, 2003.

### 5.3.2.1 Inversión

Se llama inversión inicial o costos de adquisición de la maquinaria al precio que resulta después de haberla pagado en fábrica, incluyendo cargas, transporte, aranceles, etc., hasta ponerla en obra.

$$V_i = \left(\frac{1}{2n}\right) * (n+1) * Co \quad \text{EC: 5. 1}$$

Donde:

$V_i$ :	Valor medio de inversión.
$Co$ :	Valor de adquisición.
$n$ :	Años de vida útil.

### 5.3.2.2 Amortización [A], (Pago de la deuda)

Es la reserva que hace el propietario de una máquina para recuperar el valor de la inversión durante la vida útil de ella. El concepto opuesto, pero numéricamente igual, es la depreciación.

$$A = \frac{Co}{n} \quad \text{EC: 5. 2}$$

Donde:

$A$ :	Amortización
$Co$ :	Valor de adquisición.
$n$ :	Años de vida útil.

### 5.3.2.3 Depreciación [D]

Es el valor que pierde la máquina por cada hora de vida, debido al desgaste o uso. Existen diferentes métodos para calcular la depreciación, entre ellos:

- Depreciación lineal.
- Métodos de los costos decrecientes.

#### 5.3.2.3.1 Depreciación Lineal

Con este método de depreciación el valor original del equipo decrece con velocidad uniforme. La velocidad de depreciación se puede estimar como el costo por unidad de tiempo o se puede expresar como un costo por unidad de trabajo producido.

$$Dl_{\text{año}} = \frac{[Co - Cr]}{n_a}$$

EC: 5. 3

Donde:

$Dl_{\text{año}}$  : Depreciación lineal anual.

$Co$  : Valor de adquisición.

$Cr$  : Costo de recuperación.

$n_a$  : Años de vida útil.

$$Dl_{\text{hora}} = \frac{Dl_{\text{año}}}{UAE}$$

Donde:

$Dl_{\text{hora}}$  : Depreciación lineal horaria.

$UAE$  : Uso anual estimado en horas.

#### 5.3.2.3.2 Doble Saldo Decreciente

La vida útil del equipo estimada en años, dará el porcentaje promedio de la depreciación anual, el mismo que se multiplicará por dos.

$$\frac{n_a}{100\%} = \frac{\text{laño}}{X\%}$$

EC: 5. 4

$$V_d = 2 * X\%$$

EC: 5. 5

Donde:

$n_a$  : Vida útil en años.

$V_d$  : Velocidad de depreciación.

$X\%$  : Porcentaje promedio de depreciación anual.

#### 5.3.2.4 Intereses Seguros e Impuestos [I.S.Im]

El capital invertido para la compra de maquinaria genera un valor de interés durante todo el periodo de la inversión calculando las recuperaciones anuales efectuadas por la amortización, además, algunos casos, las operaciones financieras para la disposición de capital están gravadas con impuestos y con seguros adicionales para defender esa inversión.

$$I = \left( \frac{V_i}{UEA} \right) * C$$

EC: 5. 6

$$S = \left( \frac{V_i}{UEA} \right) * Se$$

EC: 5. 7

$$Im = K_i * \left( \frac{V_i}{UEA} \right)$$

EC: 5. 8

*Donde:*

- $I$  : Interés sobre el capital-  
 $V_i$  : Valor medio de la inversión o del equipo.  
 $UAE$  : Horas normales promedio anuales.  
 $C$  : Tasa anual de interés para capitales invertidos.  
 $S$  : Cargos por seguros.  
 $Se$  : Tasa anual de seguros.  
 $Im$  : Cargos por impuestos por hora efectiva de trabajo.  
 $K_i$  : Porcentaje de impuestos señalado por la ley.

### 5.3.2.5 Valor Residual

Es el precio de reventa de la máquina que ha terminado su periodo de vida útil estimado a la fecha de adquisición de la misma.

$$V_r = \frac{C_r}{nh}$$

EC: 5. 9

*Donde:*

- $V_r$  : Valor residual.  
 $C_r$  : Precio de renta de la máquina  
 $nh$  : Vida útil en horas.

### 5.3.2.6 Recuperación del Capital Invertido

Este valor es muy difícil de establecer en nuestro país en desarrollo, debido al estado de inseguridad e inestabilidad económica.

Para establecer este costo habría que determinar el porcentaje de desvalorización del capital durante el período de vida útil de la máquina.

Este valor de recuperación se realiza a través de un mecanismo que permite recalcular el costo horario de las máquinas para nuevos contratos, considerando los precios del mercado en el momento del nuevo cálculo.

### 5.3.3 COSTO DE OPERACIÓN

Son los gastos que deben efectuarse para la operación de las máquinas, estos gastos se pueden dividir en consumos horarios de combustible, lubricantes, líquidos hidráulicos, grasas o aceite de lubricación externa y filtros.

#### 5.3.3.1 Combustibles [Com]

Este consumo está establecido por los fabricantes, en galones o litros por hora a la máxima operación de la máquina.

**Tabla 5. 1 Coeficiente consumo de Combustible**

Combustible	Coeficiente [lt]
Motores diesel	0.150
Motores a Gasolina	0.225

Fuente: Baldeón A.: Análisis de Costos en la Fabricación y Montaje de Puentes Metálicos; Junio, 2003

$$\text{Com} = \text{Coeficiente} * P * \text{Cco}$$

EC: 5. 10

Donde:

- Com* : Costo de combustible [\$/h].  
*P* : Potencia [hp/h].  
*Cco* : Costo de combustible en el sitio de trabajo.

### 5.3.4 COSTOS DE OBRA

Normalmente la referencia que se toma para hacer la cuantificación del costo de mano de obra es el estudio de salario real diario para trabajadores de la construcción, operadores y mecánicos de equipo pesado que es un suplemento del Registro Oficial (referente a los componentes salariales).

Pero tiene una remuneración muy baja por lo que esto se auto regula mediante la oferta y la demanda.

### 5.3.5 COSTOS MATERIALES Y CONSUMIBLES

En los costos de materiales el predominante es el acero estructural para puentes, cuyo mercado a nivel nacional es escaso y por lo tanto en muchos



proyectos define el éxito o fracaso del mismo. En los consumibles, el predominante es el de los electrodos y por su gran variedad en marcas (calidad) y precios, la buena selección de estos ayudara a tener mejores rendimientos y costos.

### **5.3.6 COSTOS INDIRECTOS**

Son los costos que no se toman en cuenta dentro del análisis directo de precios unitarios como son los costos operativos que se pueden dividir en costos operacionales de producción y en costos operacionales de administración.

Aquí se tienen costos inmediatos y diferidos contabilizados en partidas que posteriormente se prorratean a las obras y frentes de acuerdo a criterios particulares de cada empresa.

Son los gastos generalmente requeridos por la organización de campo y de la oficina central además no son imputables en forma directa a una unidad de obra.

Áreas significativas:

- Administración Central.
- Administración de Campo.
- Imprevistos.
- Costos Financieros.

Generalmente la cuantificación de los costos indirectos se toma como un porcentaje de los costos directos y comúnmente esta dentro de un rango del 15 al 25% (incluyendo Fiscalización e impuestos), para el análisis posterior se considera un 10% de costos indirectos (sin fiscalización ni impuestos) obtenido de las empresas constructoras del país.<sup>120</sup>

---

<sup>120</sup> CECEM: Análisis de Precios Unitarios; Invitación N°20 365-2009-MTOP, 2009.

### **5.3.7 IMPUESTOS, GASTOS GENERALES, UTILIDADES Y FISCALIZACIÓN**

Todos estos valores corresponden a un porcentaje del precio unitario que va en relación del tiempo de proyecto, tamaño del proyecto, cultura de empresas, tamaño de la empresa, impuestos colegios de profesionales, tasas impuestas de fiscalización, imprevistos, etc., que se debe considerar para la cuantificación del precio unitario de los diferentes rubros del proyecto.

### **5.3.8 FORMA DE CUANTIFICACIÓN DE GASTOS GENERALES, UTILIDADES, INDIRECTOS Y FISCALIZACIÓN**

El porcentaje que se destina a fiscalización es fijo dependiendo de la empresa estatal con la que se trabaje por ejemplo en el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), es del 4%, en el Consejo Provincial de Manabí del 5%, etc.

El porcentaje destinado a utilidades se lo fija en función de las expectativas de ganancias e la empresa y de los accionistas.

Los gastos generales y costos indirectos en un periodo específico de tiempo serán equivalentes a los costos fijos de la empresa en un determinado periodo dividido para el volumen total estimado de dinero que se manejara en el mismo periodo para el que fue calculado.

## **5.4 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA REPARACIÓN DEL PUENTE TIPO**

Este análisis se lo realiza a cada uno de los rubros que constan en el proyecto como son por ejemplo: suministros de acero estructura ASTM A-588, fabricación del acero estructural, montaje, etc., el cual involucra los siguientes parámetros; rendimiento, equipos, mano de obra, materiales, transporte, mantenimiento, entre otros.

Se obtiene el costo del presupuesto para la reparación del puente tipo con sistemas estructurales de acero, mediante la consideración de los rubros presentados en la tabla 5.2. Las cantidades de los rubros se especifican en los anexos (VER ANEXO 4)

**Tabla 5. 2 Rubros para la reparación del puente tipo.**

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD
<b>OBRA CIVIL</b>		
R1	Remoción Parcial del Puente de Hormigón	m3
R2	Recuperación de las Vigas Principales de Hormigón	m3
<b>OBRA MECANICA (SUPERESTRUCTURA)</b>		
R3	Suministro, Fabricación y Pintura Acero ASTM A36 estructural	Kg
R4	Suministro y Fabricación Acero ASTM A588	Kg
R5	Montaje de Obra Falsa	Kg
R6	Nepreno Shore Dureza 50	U
R7	Montaje Acero ASTM A588 y Acero A36 (Dovela Tipo I, Dovela Tipo II y Tramo Pila)	kg
R8	Sum,Fabric, Montaje Acero Estruct. ASTM A36 Emparrillado de acero (Tramo Dovela I, II y Pila)	kg
R9	Sum,Fabric, Montaje Acero Estruct. ASTM A36 Baranda-Andén	Kg
R10	Señalización	glb

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

#### 5.4.1 EQUIPO

En este ítem se consideran los equipos y/o herramientas necesarias para la ejecución del rubro. En el costo de los equipos se debe incluir los costos correspondientes de combustibles, lubricantes, repuestos y energía para su funcionamiento. El costo total del equipo y/o herramientas se realiza multiplicando en número de unidades por el costo unitario. (Tabla 5.3)

**Tabla 5. 3 Tarifa de equipos<sup>121</sup>**

DETALLE DEL EQUIPO	COMBUSTIBLE	REPUESTOS	MANTENIMIENTO	COSTO PROPIEDAD EQUIPO	TARIFA HORARIA
COMPRESOR DE AIRE	1,50	3,00	3,00	7,50	15,00
HERRAMIENTA MENOR	0,00	0,50	0,50	1,25	2,50
AMOLADORA 2500W	0,08	0,15	0,15	0,38	0,75

.../

<sup>121</sup> Revista de la Cámara de la Construcción de Quito Nro. 202 / enero – febrero 2009.

**Tabla 5.3 Tarifa de equipos. (Continuación)**

CORTADORA	0,00	0,10	0,10	0,25	0,50
SOLDADORA 200	0,15	0,30	0,30	0,75	1,50
SOLDADORA 650	0,15	0,30	0,30	0,75	1,50
DISCO DE DESBASTE	0,00	0,48	0,48	1,20	2,40
ELECTRODOS	0,00	0,47	0,47	1,18	2,35
EQUIPO OXICORTE	0,08	0,15	0,15	0,38	0,75
GRUA TELECOSPICA	7,50	15,00	15,00	37,50	75,00
VOLQUETA ( 10 m3 )	2,50	5,00	5,00	12,50	25,00
MONTACARGA 5 Ton	2,00	4,00	4,00	10,00	20,00
EXCAVADORA	3,50	7,00	7,00	17,50	35,00
MOTOSOLDADORA	0,80	1,60	1,60	4,00	8,00
PORTICOS DE IZAJE CON TECLÉ 5T	1,50	3,00	3,00	7,50	15,00
MALACATE	2,50	5,00	5,00	12,50	25,00

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

### 5.4.2 MANO DE OBRA

Debe constar el personal requerido para la ejecución del rubro (Tabla 5.4), haciendo constar el número de personas, el salario nominal unificado, el factor de salario real (FSR) que es:

$$\text{FSR} = \frac{\text{SNU} + \text{RA} + \text{OP}}{\text{SNU}} \quad \text{EC: 5.11}$$

*Donde:*

SNU: Salario o Jornal nominal unificado  
 RA : Remuneraciones adicionales  
 OP : Obligaciones patronales

**Salario Nominal Unificado.-** Es el pago mensual, diario u horario sin prestaciones que siempre será igual o mayor a las tablas sectoriales de salarios mínimos establecidas.

**Jornal.-** Es el pago por la jornada de trabajo que incluye un salario nominal unificado más prestaciones, multiplicado por el factor de salario real.

**Remuneraciones Adicionales.-** Son las siguientes:

- Décimo Tercer sueldo
- Décimo Cuarto sueldo
- Componentes Salariales en proceso de Incorporación a las remuneraciones
- Compensación al transporte

**Prestaciones u Obligaciones Patronales.-** Son los pagos que por ley tienen derecho los trabajadores tales como los aportes patronales al IESS, Fondos de Reserva, Reparto de Utilidades.

**Beneficios y Otros.-** En este ítem debe constar lo siguiente:

- Ropa de trabajo y equipo de seguridad
- Otros: Costo de seguros, servicio médico de cada persona, etc.

El costo de la mano de obra se obtiene multiplicando el número de personas necesarias para realizar el rubro, por el salario nominal unificado y por el FSR y sumando el costo por alimentación, ropa de trabajo y otros.

**Tabla 5.4 Costos de mano de obra<sup>122</sup>**

CATEGORÍA / CARGO	Operador I	Categoría I	Categoría IV	Categoría II	Categoría III	Chofer B
SALARIO DIARIO UNIFICADO NOMINAL (1)	7,69	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67
MENSUAL NOMINAL (2)	230,65	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00
ANUAL NOMINAL	2.767,80	2.400,00	2.400,00	2.400,00	2.400,00	2.400,00
13er SUELDO	230,65	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00
14to SUELDO	230,65	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00
APORTE PATRONAL (3)	336,29	291,60	291,60	291,60	291,60	291,60
FONDO DE RESERVA	230,65	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00
TOTAL ANUAL	3.796,04	3.291,60	3.291,60	3.291,60	3.291,60	3.291,60
TOTAL MENSUAL	316,34	274,30	274,30	274,30	274,30	274,30
JORNAL REAL	16,38	14,20	14,20	14,20	14,20	14,20
FACTOR DE SALARIO REAL	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
COSTO HORARIO	2,05	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78

**Elaboración:** Sandra Durán; Cristina Quishpe

### 5.4.3 RENDIMIENTO

El rendimiento está expresado en unidades (kg, m, u) por unidad de tiempo. El cual lo establece el constructor en función de los recursos con los que va a contar como cantidad y tipo de: equipos, mano de obra, materiales y la forma de transporte.

El rendimiento para el proyecto se calcula en base al tiempo que cada rubro presentado en la tabla 5.2 necesita para su elaboración, considerando que, en

<sup>122</sup> Revista de la Cámara de la Construcción de Quito Nro. 202 / enero – febrero 2009.

la obra a ejecutarse se trabajará 8 horas al día, los cinco días de una semana, el tiempo de ejecución se presenta en la tabla del **CRONOGRAMA VALORADO**.

#### 5.4.4 COSTO UNITARIO DE EQUIPO Y MANO DE OBRA

Es el resultado de la ecuación 5.11:

$$D = \frac{(A + B)}{C} \quad \text{EC: 5. 12}$$

Donde:

A, B, C, D; M, N, O, P: Ver formato del análisis de precios unitarios

#### 5.4.5 MATERIALES

Son los materiales requeridos para ejecutar el rubro. Se debe determinar la cantidad y el precio unitario para determinar el valor en el rubro. No se debe incluir combustibles ni lubricantes, como se muestra en la tabla 5.5.

Tabla 5. 5 Costo de materiales<sup>123</sup>

MATERIAL	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A536	kg	1,20
Torres vigas de acero A588	global	5.000,00
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A588	kg	1,60
SOLDADURA 7018	kg	3,00
PERNOS DE ACERO ( FISHER )	UNIDAD	5,00
FIJADORES PARA EMPARRILLADO DE ACERO	UNIDAD	3,00
PINTURA ANTICORROSIVA	gln	30,00
DILUYENTE	gln	10,00
MATERIAL LIMPIEZA	global	0,02
APOYO NEOPRENO SHORE 70	U	250,00
ACETILENO	kg	15,00
OXIGENO	kg	2,50
SEÑAL PUENTE EN CONSTRUCCION	u	100,00
DISCOS DE DESBASTE	KG	2,40
DISCO DE ABRASIÓN	KG	2,40
ROTULO (1.2X2.4m)	UNIDAD	100
DIESEL	lt	0,25

Elaboración: Sandra Durán; Cristina Quishpe

<sup>123</sup> Revista de la Cámara de la Construcción de Quito Nro. 202 / enero – febrero 2009.

#### 5.4.6 TRANSPORTE

Es el transporte de personal y/o materiales al sitio de trabajo.

#### 5.4.7 COSTO UNITARIO DIRECTO (E)

Es el costo resultante de:  $F = \text{SUMA DE PARCIAL (M+N+O+P)}$

#### 5.4.8 COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD (F)

En la tabla 5.6 se muestra los costos indirectos que inciden en el proyecto.

**Tabla 5. 6 Cuadro Auxiliar de Costos Indirectos y utilidad<sup>124</sup>**

<b>COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO</b>	<b>VALOR</b>	<b>%</b>
DIRECCION DE OBRA	18.366,61	2,50%
ADMINISTRATIVOS	13.223,96	1,80%
LOCALES PROVISIONALES	2.203,99	0,30%
VEHICULOS	4.407,99	0,60%
SERVICIOS PUBLICOS	1.469,33	0,20%
GARANTIAS	9.550,64	1,30%
SEGUROS	3.673,32	0,50%
COSTOS FINANCIEROS	0,00	0,00%
PREVENCION DE ACCIDENTES	3.673,32	0,50%
IMPUESTOS Y RETENCIONES	18.366,61	2,50%
IMPREVISTOS	13.223,96	1,80%
UTILIDAD	44.079,86	6,00%
<b>TOTAL DE INDIRECTOS</b>	<b>132.239,58</b>	<b>18,00%</b>

#### 5.4.9 COSTO UNITARIO OFERTADO (I)

Es el valor del precio unitario total, con dos decimales en dólares, el mismo que debe coincidir con el precio unitario ofertado.

#### 5.4.10 ANÁLISIS UNITARIO DE CADA RUBRO

En las siguientes tablas se especifican el costo unitario de cada rubro expuesto en la tabla 5. 2

<sup>124</sup> Para obtener los valores de los componentes del costo indirecto ver (PRESUPUESTO DEL PROYECTO. Tabla 5.7)

























### 5.4.11 PRESUPUESTO

En el presupuesto se resume los rubros con sus respectivas cantidades y costos unitarios, sumados dan la totalidad del costo del proyecto. (Tabla 5.7)

**Tabla 5.7 Cuadro de cantidades y precios para la reparación del puente tipo.**

**REPARACIÓN DEL PUENTE TIPO DE HORMIGÓN COLAPSADO  
MEDIANTE LA SUSTITUCIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL DE ACERO  
PUENTE CAMARONES - PROV. LOS RIOS**

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO USD	TOTAL USD
<b>OBRA CIVIL</b>					
R1	Remoción Parcial del Puente de Hormigón	m3	160,14	35,23	5.642,00
R2	Recuperación de las Vigas Principales de Hormigón	m3	136,30	11,23	1.530,73
<b>OBRA MECANICA (SUPERESTRUCTURA)</b>					
R3	Suministro, Fabricación y Pintura Acero ASTM A36 estructural	Kg	61.562,11	2,09	128.641,37
R4	Suministro y Fabricación Acero ASTM A588	Kg	93.251,23	2,32	216.623,97
R5	Montaje de Obra Falsa	kg	960,00	49,00	47.043,53
R6	Nepreno Shore Dureza 50	U	16,00	304,92	4.878,77
R7	Montaje Acero ASTM A588 y Acero A36 (Dovela Tipo I, Dovela Tipo II y Tramo Pila)	kg	154813,35	1,02	158.076,02
R8	Sum,Fabric, Montaje Acero Estruct. ASTM A36 Emparrillado de acero (Tramo Dovela I, II y Pila)	kg	82141,77	1,94	159.551,87
R9	Sum,Fabric, Montaje Acero Estruct. ASTM A36 Baranda-Andén de acero	Kg	5937,80	2,11	12.554,91
R10	Señalización	glb	1,00	121,17	121,17
<b>SUBTOTAL</b>					734.664,34
<b>COSTO TOTAL USD.</b>					<b>734.664,34</b>

El monto total del proyecto asciende a SETECIENTOS TREINTA Y CUATRO MIL SEISCIENTOS SESENTA Y SEIS 34/100 dólares .

### 5.4.12 CRONOGRAMA VALORADO Y FLUJO DE CAJA INTERNA

A continuación se presenta el cronograma valorado y flujo de carga interna del proyecto respectivamente.

pagina de cronograma y flujo de caja  
po`

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### CONCLUSIONES

- Al finalizar el presente proyecto de titulación se ha cumplido con el objetivo de diseñar una alternativa para la reparación de puentes de hormigón colapsados mediante la sustitución de sistemas estructurales de acero.
- Las características ambientales en el Ecuador son muy variables, en consecuencia han venido afectando a las estructuras construidas en las diferentes zonas del país, en especial la Región Costa, esto debido a que Ing. Constructores han dejado en segundo plano consideraciones como las cargas externas que producen los fenómenos naturales.
- Se concluye que la pila del puente de hormigón tipo ha fallado por socavación localizada, es decir es una socavación local en pilas que tiene un carácter creciente al principio y a medida que el tiempo transcurre el aumento de la profundidad de socavación es más lento hasta que llega a una condición de equilibrio en el cuenco de socavación.
- La socavación localizada que presenta la pila se produjo además porque esta presenta una construcción con cimentación superficial, cuando se debía construir originalmente con una cimentación profunda ya que es lo apropiado para los estudios hidráulicos que se habían realizado en el año 1985, año de construcción del puente tipo reparado.
- Se presentaron distintas alternativas para la reparación del puente tipo, y se ha realizado el diseño de la mejor alternativa, esto dependiendo de las condiciones de servicio, así como las ventajas que cada alternativa planteadas presenta.

- En este proyecto se enfocaron los principales factores que influyen en el diseño de un puente y los criterios que se debe predominar el momento de seleccionar una estructura en particular, con estos antecedentes y tomando en cuenta la disponibilidad de los materiales a utilizar, se realiza el diseño de un puente de acero tipo trabe y emparrillado de acero.
- El peso de un tramo de 30.3m de luz de la superestructura a ser reparada en acero es igual a 109[T], siendo menor que la superestructura del puente de hormigón original que es igual a 320[T], entonces se cumple con uno de los objetivos que se propuso, es decir se reduce el peso de los tramos del puente colindantes con la pila afectada, de esta forma se evita, o al menos se reduce posibles asentamientos en un futuro por parte de la pila afectada.
- Es interesante notar que el puente de acero reparado ha logrado establecer un peso del 34% menor respecto a su similar en hormigón, lo cual reduce casi a la mitad tanto las fuerzas sísmicas como las reacciones que llegan a la cimentación, con todas las ventajas inherentes.
- En la superestructura de acero reparada, el esfuerzo predominante es el de la flexión en el alma de la viga principal en el medio de la luz en un tramo de 30.3m, mientras que el esfuerzo predominante en los apoyos es el cortante.
- El emparrillado de acero reparte el efecto de las cargas que actúan sobre éste entre las cuatro vigas longitudinales que forman las dos dovelas en un tramo reparado de luz 30.3m, entonces el emparrillado de acero también contribuye a la inercia de las vigas longitudinales.
- El análisis de costos de la superestructura del puente tipo reparado en acero es muy importante, debido a que ayuda a decidir si el proyecto es viable o no, en el presente proyecto se indica que la reparación del puente tipo si es factible para su construcción.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un estudio hidrológico íntegro de los ríos para poder plantear correctamente las alternativas de diseño tanto de la infraestructura como de la superestructura.
- Se recomienda verificar el cauce de los ríos en donde hay la existencia de puentes, cerciorándose de las obstrucciones por depósitos de materiales de arrastre, como bancos de arena y crecimiento de vegetación que pueden modificar la orientación de la corriente, causando socavación a las pilas y/o estribos.
- Se recomienda realizar una cimentación profunda para las pilas cuando se determine un estudio hidrológico con limos no compactos para evitar tipo de socavaciones como es el caso de la socavación localizada.
- Se debe tomar en cuenta que el proporcionarse de información exacta y concisa acerca del rendimiento de algunos factores como son: tarifas de mano de obra, tarifas de equipo, tarifas de precios unitarios, el mejor procedimiento de montaje, etc., ayuda a tener un mejor alcance del presupuesto en la reparación.
- Se debe tomar en cuenta que la reparación de un puente en acero a veces resulta ser cara, sin embargo dependiendo de la necesidad e importancia del puente a ser reparado resulta ser indispensable, por lo tanto eso justifica la inversión realizada.
- Es recomendable analizar todos los parámetros y aspectos que ayuden a justificar los gastos en la reparación de puentes tipo colapsados de hormigón.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. Plan de Reducción de Riesgos del Sector Vialidad y Transporte; Programa Regional Andino para La Prevención y Mitigación de Riesgos (Preandino); Ministerio de Obras Públicas, Quito, Octubre 2005.
2. Instituto Nacional de Meteorología (INAMHI) Proyecto INSEQ, Departamento de Hidrometría, Defensa Civil, 2000.
3. Hathrell, J.A.E; Sir. Donal C. Bailey; Manual Bayley y Uniflote; ACROW PRESS & SOUTH WHARF; London; 1era Edición Española, 1970.
4. Manual de Diseño de Estructuras de acero, Brockenbrough Federick, 2da. Edición, McGraw-Hill Interamericana, S.A. Colombia, 1997.
5. Norma de la Asociación americana de funcionarios de Carreteras y Transporte Estatales (AASHTO).
6. Norma de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS D1.5).
7. Norma de la Sociedad americana para Ensayos de Materiales (ASTM).
8. Norma del Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización (INEN)
9. BORIS; LIN T.; SCALZI JOHN, Diseño de Estructuras de Acero. Editorial Limusa, México, 1997, 2da Edición.
10. Ministerio de Obras Públicas; Especificaciones Generales para la Construcción de Camiones y Puentes; Plan Maestro de la Red Vial del Ecuador.
11. Seminario de Administración del Mantenimiento; EPN; enero 2006.

### **PAG. DE INTERNET**

- [http://www.construmatica.com/construpedia/Puentes\\_de\\_Hormig%C3%B3n\\_en\\_la\\_Construcci%C3%B3n\\_para\\_el\\_Desarrollo](http://www.construmatica.com/construpedia/Puentes_de_Hormig%C3%B3n_en_la_Construcci%C3%B3n_para_el_Desarrollo)
- [http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido\\_publico/recursos/P2\\_04\\_puentes\\_mixtos.pdf](http://caminos.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_04_puentes_mixtos.pdf)
- <http://www.zonacentro.net/productos/construccion/patologias/pdf/patologia10.pdf>
- <http://www.asocem.org.pe/SCMRoot/VIAL%20ene-feb-mar-abr06.pdf>
- <http://www.geocities.com/jescud2000/lospuentes/pontshormigonar>

# **ANEXOS**



# ANEXO 1

---

## PLANOS

- 1.1 PLANO 100 REPARACIÓN PUENTE TIPO "PUENTE CAMARONES" (PLANO CONJUNTO)
- 1.2 PLANO 100-01 VIGA E1. APOYO DE LA VIGA LONGITUDINAL TRAMO DOVELA TIPO I
- 1.3 PLANO 100-02 TRAMO DOVELA TIPO I
- 1.4 PLANO 100-03 TRAMO DOVELA TIPO II
- 1.5 PLANO 100-04 TRAMO PILA
- 1.6 PLANO 100-05 ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL. TRAMO DOVELA TIPO I
- 1.7 PLANO 100-06 ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL. TRAMO DOVELA TIPO II
- 1.8 PLANO 200 ANDÉN – BARANDA DE ACERO DE 3 TRAMOS REPARADOS
- 1.9 PLANO 200-01 FABRICACIÓN DE ELEMENTOS BARANDA
- 1.10 PLANO 200-02 SOLDADURA DE ELEMENTOS BARANDA
- 1.11 PLANO 200-03 FABRICACIÓN DE ELEMENTOS DEL ANDÉN
- 1.12 PLANO 200-04 SOLDADURA DE ELEMENTOS DEL ANDÉN

# ANEXO 2

---

## INFORMATIVOS

- 2.1 EL UNIVERSO: 06 DE SEPTIEMBRE DE 2004
- 2.2 EL UNIVERSO: 07 DE ABRIL DE 2006
- 2.3 EL COMERCIO: 12 DE SEPTIEMBRE DE 2008

# ANEXO 3

---

---

## WPS

- 3.1 WPS Nro. 1 VIGA LONGITUDINAL. ALMA – PATÍN
- 3.2 WPS Nro. 2 VIGA LONGITUDINAL. PATÍN – PATÍN
- 3.3 WPS Nro. 3 VIGA LONGITUDINAL. ALMA – ALMA
- 3.4 WPS Nro. 4 VIGA TRANSVERSAL. ALMA – PATÍN
- 3.5 WPS Nro. 5 VIGA TRANSVERSAL. PATÍN – PATÍN
- 3.6 WPS Nro. 6 VIGA LONG - TRANSVERSAL. ALMA – ALMA
- 3.7 WPS Nro. 7 VIGA LONG - TRANSVERSAL. ALMA – PATÍN
- 3.8 WPS Nro. 8 VIGA LONG - RIGIDIZADOR. ALMA – PATÍN
- 3.9 WPS Nro. 9 VIGA LONG - RIGIDIZADOR. ALMA – ALMA

# ANEXO 4

## **PESO DE LA SUPERESTRUCTURA REPARADA**

- 4.1 PESO EMPARRILLADO DE ACERO (TRAMO DOVELA TIPO I, II Y TRAMO PILA)
- 4.2 VIGAS LONGITUDINAL, VIGA TRANSVERSAL, VIGA E2 (TRAMO DOVELA TIPO I, II Y TRAMO PILA)
- 4.3 PESO ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (TRAMO DOVELA TIPO I Y II)
- 4.4 PESO ANDÉN – BARANDA (TRAMO DOVELA TIPO I, II Y TRAMO PILA)
- 4.5 PESO VIGA E1; APOYO VIGA LONG. (TRAMO DOVELA TIPO I – VIGA PRINCIPAL CON DESTAJE)
- 4.6 PESO DE HORMIGÓN REMOVIDO.

# ANEXO 5

## **CATÁLOGOS**

- 5.1 CATÁLOGO DE PERNOS DE ANCLAJE
- 5.2 CATÁLOGO DE ACERO DIPAC

## ANEXO 6

### **CURVAS DE DEPOSICIÓN DE MATERIAL PARA DIFERENTES TIPOS DE ELECTROS PARA PROCESO SMAW**

- 6.1 ELECTRODO E 60 10
- 6.2 ELECTRODO E 60 11
- 6.3 ELECTRODO E 60 12, E 60 13
- 6.4 ELECTRODO E 7018

## Agricultores de Fumisa piden arreglo de puente

Septiembre 06, 2004

Rafael Pinto | FUMISA

Los agricultores del recinto Fumisa se mostraron preocupados porque el puente sobre el río Camarones, que une a esa población con El Vergel, se ha hundido 30 centímetros.

El ingreso a esta población está ubicado en el kilómetro 35 de la vía Quevedo-Santo Domingo de los Colorados.

Según Ángel Aumala, presidente de la Asociación de Recintos de la zona norte de Los Ríos, hay que reforzar las bases “y si no se hace ese trabajo, el hundimiento seguirá y el puente colapsará”



FUMISA.– El puente sobre el río Camarones presenta un hundimiento de 30 centímetros y los agricultores piden su arreglo.



imprimir

“Hace seis meses avisamos del problema al Ministerio de Obras Públicas (MOP) y lo único que hicieron fue inspeccionar el puente”, dijo Eduardo Franco, finquero del sector.

### Pesca con dinamita

El deterioro paulatino de la pila del puente se da por la dinamita que utilizan los pescadores. También porque las máquinas que extraen material pétreo del río lo hacen muy cerca de la estructura del puente, estima Arturo Macías Vera, morador del lugar

### Muchos vehículos

Se calcula que por el puente transitan 200 vehículos diarios, entre livianos y pesados cuando no existe cosecha, y 300 en la temporada que deben sacar banano, arroz, maíz, soya, palma africana y cacao.

“Con los informes técnicos del MOP nos guiamos para realizar varios trabajos provisionales y emergentes en la pila del puente”, dijo Fabián Mendoza, gerente de la Delegación de Corpecuador.

Los arreglos consistieron en un enrocado en la pila afectada para reforzarla y evitar la socavación de la base en el río porque no tiene pilotes. “El hundimiento sigue igual porque resulta casi imposible levantar el puente”, dijo Mendoza.

eluniverso.com Noticias del Ecuador y del mundo





## VIGA LONGITUDINAL

## ALMA-PATIN

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	01		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán - Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta			Técnica de soldadura			
Tipo	Junta de esquina, T.		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	De Filete					
Lados de Soldadura	Un lado o	Dos lados	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	N/A		Cordón:	Recto } Oscilado }		
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	N/A		Posición			
Angulo de ranura	N/A		Posición de Soldadura	1F, 2F		
Cara de raíz (Talón)	N/A		Progresión Vertical	N/A		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo			
Espesor	10 mm.					
Geometría	N/A					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes.			
Clasificación AWS	E6010-E7018		Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad.			
Diámetro	3.2mm 4.0mm.		Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Precalentamiento	No requiere					
Tratamiento térmico post soldadura	No requiere					
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables $t1, t2 > 10$ (mm) $0 \leq c < 2$ (mm)						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

## VIGALONGITUDINAL

## PATIN-PATIN

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	02		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:			
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Febrero 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta			Técnica de soldadura			
Tipo	Junta a tope		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	De ranura					
Lados de Soldadura	Un lado J	Dos lados o	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	Si o	No J	Cordón:	Recto J	Oscilad o J	
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	0 a 2 mm		Posición			
Angulo de ranura	55° a 70°		Posición de Soldadura	1G		
Cara de raíz (Talón)	0 a 2 mm		Progresión Vertical	N/A		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo.			
Espesor	30 mm.					
Geometría	N/A					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes. Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad.			
Clasificación AWS	E6010 – E7018					
Diámetro	3.2mm 4.0mm.					
Pre calentamiento	No requiere		Realizar ranuras de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Tratamiento térmico post soldadura		No requiere				
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables						
$55^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ$ $0 \leq R \leq 2 \text{ (mm)}$ $0 \leq f \leq 2 \text{ (mm)}$ $10 \leq t \leq 30 \text{ (mm)}$ $0 \leq c \leq 3 \text{ (mm)}$						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. De pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

## VIGA LONGITUDINAL

## ALMA-ALMA

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	03		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:			
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta			Técnica de soldadura			
Tipo	Junta a tope		Proceso de soldadura	<b>SMAW</b>		
Tipo de soldadura	De ranura					
Lados de Soldadura	Un lado o	Dos lados }	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	Si o	No }	Cordón:	Recto }	Oscilado }	
Material de respaldo	N/A		No. De pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	0 a 3 mm		<b>Posición</b>			
Angulo de ranura	55° a 70°		Posición de Soldadura	3G		
Cara de raíz (Talón)	0 a 3 mm		Progresión Vertical	Ascendente		
<b>Metal Base</b>			<b>Método de Limpieza</b>			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo.			
Espesor	10 mm.					
Geometría	Placa					
<b>Metal de Aporte</b>			<b>Notas</b>			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes. Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad. Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Clasificación AWS	E6010 - E7018					
Diámetro	3.2mm , 4.0mm.					
<b>Pre calentamiento</b>	No requiere					
<b>Tratamiento térmico post soldadura</b>	No requiere					
<b>Características Eléctricas</b>						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables						
$55^{\circ} \leq \alpha \leq 70^{\circ}$						
$0 \leq R \leq 3 \text{ (mm)}$						
$0 \leq f \leq 3 \text{ (mm)}$						
$6 \leq t \leq 10 \text{ (mm)}$						
$0 \leq c \leq 3 \text{ (mm)}$	$0 \leq n \leq 3 \text{ (mm)}$					
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

## VIGA TRANSVERSAL

## ALMA-PATIN

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	04		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta			Técnica de soldadura			
Tipo	Junta de esquina, T.		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	De Filete					
Lados de Soldadura	Un lado	Dos lados	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	N/A		Cordón:	Recto	Oscilado	
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	N/A		Posición			
Angulo de ranura	N/A		Posición de Soldadura	1F, 2F		
Cara de raíz (Talón)	N/A		Progresión Vertical	N/A		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo			
Espesor	6 mm.					
Geometría	N/A					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes.			
Clasificación AWS	E6010-E7018					
Diámetro	3.2mm 4.0mm.		Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad.			
Pre calentamiento	No requiere		Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Tratamiento térmico post soldadura	No requiere					
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables $t_1, t_2 > 6$ (mm) $0 \leq c < 2$ (mm) $D \geq 2$ (mm)						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

## VIGA TRANSVERSAL

## PATIN-PATIN

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	05		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Febrero 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta			Técnica de soldadura			
Tipo	Junta a tope		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	De ranura					
Lados de Soldadura	Un lado J	Dos lados o	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	Si o	No J	Cordón:	Recto J	Oscilado J	
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	0 a 3 mm		Posición			
Angulo de ranura	55° a 70°		Posición de Soldadura	1G		
Cara de raíz (Talón)	0 a 2 mm		Progresión Vertical	Ascendente		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo.			
Espesor	10 mm.					
Geometría	N/A					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes.			
Clasificación AWS	E6010 - E7018					
Diámetro	3.2mm 4.0mm.		Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad.			
Pre calentamiento	No requiere		Realizar ranura de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Tratamiento térmico post soldadura		No requiere				
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables $55^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ$ $0 \leq R \leq 3 \text{ (mm)}$ $0 \leq f \leq 2 \text{ (mm)}$ $t > 10 \text{ (mm)}$ $0 \leq c \leq 3 \text{ (mm)}$						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

## VIGANGITUDINAL Y TRANSVERSAL

## ALMA-ALMA

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	06		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta				Técnica de soldadura		
Tipo	Junta de esquina, T.		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	Filete					
Lados de Soldadura	Un lado ○	Dos lados ∩	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	Si ○	No ∩	Cordón:	Recto ∩	Oscilado ∩	
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	0 a 3 mm		Posición			
Angulo de ranura	55° a 70°		Posición de Soldadura	3F		
Cara de raíz (Talón)	0 a 3mm		Progresión Vertical	Ascendente		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo.			
Espesor	6 mm.					
Geometría	Placa					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes. Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad.			
Clasificación AWS	E6010 - E7018					
Diámetro	3.2mm , 4.0mm.					
Pre calentamiento	No requiere		Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Tratamiento térmico post soldadura	No requiere					
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables						
55° ≤ α ≤ 70°						
0 ≤ R ≤ 3 (mm)						
0 ≤ f ≤ 3 (mm)						
t > 6 (mm)						
0 ≤ c ≤ 3 (mm)						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

## VIGA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

## ALMA-PATIN

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	07		
Proyecto	Puente Camarones		Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
			PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta				Técnica de soldadura		
Tipo	Junta de esquina, T.		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	De Filete					
Lados de Soldadura	Un lado o	Dos lados }	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	N/A		Cordón:	Recto }	Oscilad o }	
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	N/A		Posición			
Angulo de ranura	N/A		Posición de Soldadura	3F		
Cara de raíz (Talón)	N/A		Progresión Vertical	Ascendente		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo			
Espesor	8 mm.					
Geometría	N/A					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes.			
Clasificación AWS	E6010-E7018					
Diámetro	3.2mm 4.0mm.		Utilizar termo para mantener los electrodos sin humedad.			
Pre calentamiento	No requiere					
Tratamiento térmico post soldadura	No requiere		Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables $t_1, t_2 > 8$ (mm) $0 \leq c < 2$ (mm) $D \geq 2$ (mm)						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

VIGA LONG. Y RIGIDIZADOR

ALMA-PATIN

1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	08		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta				Técnica de soldadura		
Tipo	Junta de esquina, T.		Proceso de soldadura	SMAW		
Tipo de soldadura	Filete					
Lados de Soldadura	Un lado	Dos lados	Tipo	Manual		
	o	]				
Placa de respaldo	Si	No	Cordón:	Recto	Oscilado	]
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	0 a 3 mm		Posición			
Angulo de ranura	40° a 55°		Posición de Soldadura	1F, 2F		
Cara de raíz (Talón)	0 a 3mm		Progresión Vertical	Ascendente		
Metal Base			Método de Limpieza			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo.			
Espesor	20 mm.					
Geometría	N/A					
Metal de Aporte			Notas			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes. Utilizar termo para mantener los electrodos (E7018), sin humedad. Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
Clasificación AWS	E6010 - E7018					
Diámetro	3.2mm, 4.0mm.					
Pre calentamiento	No requiere					
Tratamiento térmico post soldadura		No requiere				
Características Eléctricas						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables						
$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$						
$0 \leq R \leq 3 \text{ (mm)}$						
$0 \leq t \leq 3 \text{ (mm)}$						
$t1, t2 \geq 20 \text{ (mm)}$						
$0 \leq c < 2 \text{ (mm)}$						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17

VIGA LONGITUDINAL Y RIGIDIZADOR

ALMA-ALMA



1. Datos de Identificación						
Empresa	EPN		WPS No.	09		
			Norma de referencia:	AWS D1.5 – 2002		
Proyecto	Puente Camarones		PQR de soporte:	N/A		
			Revisión No.	0000		
Ubicación	Prov. Los Ríos		Fecha de realización:	Abril 2009		
Realizado por:	Durán-Quishpe		Revisado por:	Ing. Velasteguí Gabriel.		
2. Datos del procedimiento de soldadura						
Diseño de Junta			Técnica de soldadura			
Tipo	Junta de esquina, T.		Proceso de soldadura	<b>SMAW</b>		
Tipo de soldadura	De Filete					
Lados de Soldadura	Un lado o	Dos lados }	Tipo	Manual		
Placa de respaldo	N/A		Cordón:	Recto }	Oscilado }	
Material de respaldo	N/A		No. de pases	Varios Pases		
Abertura de raíz	0 a 3 mm		<b>Posición</b>			
Angulo de ranura	40° a 55°		Posición de Soldadura	3F		
Cara de raíz (Talón)	0 a 3 mm		Progresión Vertical	Ascendente		
<b>Metal Base</b>			<b>Método de Limpieza</b>			
Especificación	ASTM A 588		Esmeril eléctrico con disco de corte, disco de desbaste y cepillo			
Espesor	10 mm.					
Geometría	N/A					
<b>Metal de Aporte</b>			<b>Notas</b>			
Especificación AWS	A 5.1		Asegurar limpieza y alineación de las partes.			
Clasificación AWS	E6010-E7018					
Diámetro	3.2mm 4.0mm.		Utilizar termo para mantener los electrodos sin humedad.			
<b>Pre calentamiento</b>	No requiere		Realizar filetes de acuerdo al requerimiento de diseño.			
<b>Tratamiento térmico post soldadura</b>	No requiere					
<b>Características Eléctricas</b>						
Tipo de corriente	DCEP					
3. Detalle de la junta						
Variables						
$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$						
$0 \leq R \leq 3 \text{ (mm)}$						
$0 \leq t \leq 3 \text{ (mm)}$						
$t_1, t_2 \geq 10 \text{ (mm)}$						
$0 \leq c < 2 \text{ (mm)}$						
4. Características eléctricas y parámetros de soldadura						
No. de pase	Metal de aporte		Polaridad	Intensidad (A)	Tensión de trabajo (V)	Velocidad de avance (cm/min)
	Clasificación AWS	Diámetro (mm)				
1	E6010	3.2	DC+	80-120	18-25	8 a 12
2-n	E7018	4.0	DC+	100-140	20-30	9 a 17





















