

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**“PROPUESTA DE DISEÑO DE UN PUENTE DE SECCION COMPUESTA
SOBRE EL RIO ALAO”**

TESIS

**PRESENTADA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

POR:

BACH. JIM VLADIMIR BARTRA CORDOVA.

ASESOR: ING° GILBERTO ALIAGA ATALAYA.

TARAPOTO – PERÚ

2012

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

“PROPUESTA DE DISEÑO DE UN PUENTE DE SECCION COMPUESTA SOBRE EL RIO ALAO”

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

POR:

BACH. JIM VLADIMIR BARTRA CORDOVA.

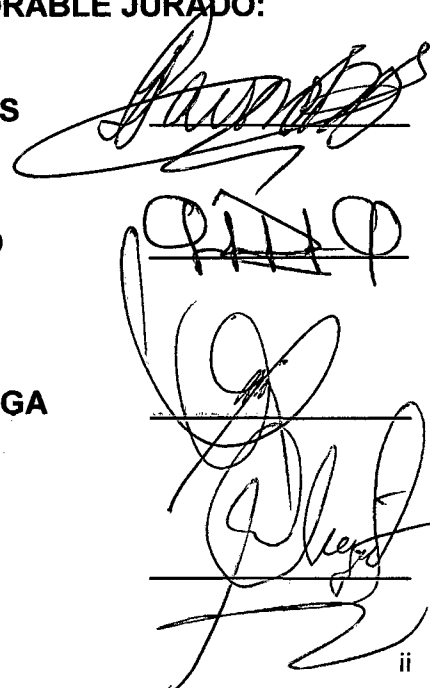
SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL HONORABLE JURADO:

Presidente: MG. ING. LUIS ALBERTO PAREDES ROJAS

Secretario: MSC. ING. RUBEN DEL AGUILA PANDURO

Miembro : DR. ING. SERBANDO SOPLOPUCO QUIROGA

Asesor : ING. GILBERTO ALIAGA ATALAYA



Handwritten signatures of the jury members, corresponding to the names listed on the left. The signatures are written in black ink and are placed over horizontal lines. The first signature is for Luis Alberto Paredes Rojas, the second for Ruben del Aguila Panduro, the third for Dr. Ing. Serbando Soplouco Quiroga, and the fourth for Ing. Gilberto Aliaga Atalaya.

DEDICATORIA

Este proyecto está dedicado a mi madre, a mi padre y a mis tíos Fernando Bartra Alegría y Miryam Bartra Alegría por haberme apoyado durante mi formación profesional y en todos los aspectos de mi vida; quienes me demostraron que la constancia en el trabajo otorga sus frutos.

AGRADECIMIENTO.

Un agradecimiento especial al Ingeniero Alexander Antonio Coronel Delgado por la motivación y orientación brindada antes y durante la realización del presente proyecto de tesis y por haberme facilitado la información necesaria para hacerlo posible.

También agradecer al Ing. Gilberto Aliaga Atalaya, por la asesoría ejercida en la presente tesis.

Finalmente agradecer a mi familia y amigos que de alguna manera me apoyaron desinteresadamente en la elaboración del presente proyecto de tesis, a todas ellas mi más sincero agradecimiento.

INDICE

	Pág.
Carátula	
Contracarátula	
Aprobación de textos	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimientos	iv
Índice	v
Resumen	xvii
I. INTRODUCCION	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. EXPLORACION PRELIMINAR ORIENTANDO LA INVESTIGACION	2
1.3. ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO	3
1.3.1 UBICACIÓN	3
1.3.2 ACCESOS	5
1.3.3 CLIMA Y ALTITUD	5
1.3.4 GEOLOGIA	5
1.3.5 GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS	5
1.3.6 HIDROLOGIA E HIDRAULICA	6
1.3.7 IMPACTO AMBIENTAL	7
1.3.8 ANALISIS DE RIESGO DE DESASTRES (AdR)	8
II. MARCO TEORICO	9
2.1. ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACION Y FORMULACION DEL PROBLEMA	9
2.1.1. ANTECEDENTES Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	9
2.1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	10
2.2. OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECIFICOS	10
2.2.1. OBJETIVO GENERAL	10

2.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
2.3. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION	11
2.4. DELIMITACION DE LA INVESTIGACION	12
2.5. MARCO TEORICO:	12
2.5.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	12
2.5.2. MARCO TEÓRICO	13
2.5.2.1 PUENTES	13
2.5.2.2 TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS	14
2.5.2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE	17
2.5.2.4 CARGAS EN PUENTES	17
2.5.2.5 CARGAS DE DISEÑO	18
2.5.2.6 OBJETIVOS DE DISEÑO	23
2.5.2.7 SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE A USAR	24
2.5.2.8 FILOSOFIA DE DISEÑO	26
2.5.2.8.1 LRFD vs. ASD vs. LFD	26
2.5.2.8.2 CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO UTILIZANDO LRFD	27
2.5.2.8.3 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGAS	27
2.5.2.8.4 ESTADOS LIMITES	28
2.5.2.9 ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE	29
2.5.2.10 ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	30
2.5.2.10.1 ANALISIS Y DISEÑO DEL TABLERO	30
2.5.2.10.2 VIGAS PRINCIPALES	33
2.5.2.10.3 CALCULOS FUNDAMENTALES PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXION	37
2.5.2.10.4 VERIFICACION DE LOS ESTADOS LIMITE	43
2.5.2.10.5 VIGAS DIAFRAGMA	51
2.5.2.10.6 RIGIDIZADORES	51
2.5.2.10.7 CONECTORES	58
2.5.2.10.8 CONEXIONES	60
2.5.2.10.9 CONTROL DE DEFLEXIONES	63

2.5.2.11	DISEÑO DE LOS APARATOS DE APOYO	63
2.5.2.12	ANALISIS DE LA SUBESTRUCTURA	67
2.5.2.12.1	CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN ESTRIBO	67
2.5.2.12.2	ESTRIBOS EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO	69
2.5.2.12.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE UN ESTRIBO EN VOLADIZO	70
2.5.2.12.4	DEFINICION DE ALAS DE LOS ESTRIBOS	70
2.5.2.12.5	EMPUJE DEL TERRENO	71
2.5.2.12.6	EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS TEORIA DE COULOMB	72
2.5.2.12.7	EMPUJE DE TIERRAS CON SISMO MONONOBE OKABE	73
2.5.2.13	BARANDAS	75
2.5.2.14	METODOS DE DISEÑO	78
2.5.2.	MARCO CONCEPTUAL: TERMINOLOGÍA BÁSICA	78
2.5.3.	MARCO HISTÓRICO	81
2.6.	HIPÓTESIS A DEMOSTRAR	82
III.	MATERIALES Y METODOS	83
3.1.	MATERIALES	83
3.1.1.	RECURSOS HUMANOS	83
3.1.2.	RECURSOS MATERIALES	83
3.1.3.	RECURSOS DE EQUIPOS	83
3.1.4.	RECURSOS INFORMÁTICOS	83
3.2.	METODOLOGÍA	83
3.2.1.	UNIVERSO, MUESTRA, POBLACIÓN	83
3.2.2.	SISTEMA DE VARIABLES	84
3.2.2.1.	VARIABLE INDEPENDIENTE	84
3.2.2.2.	VARIABLE DEPENDIENTE	84

3.2.2.3. VARIABLES INTERVINIENTES	84
3.2.3. DISEÑO EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN	85
3.2.4. DISEÑO DE INSTRUMENTOS	85
3.2.5. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	86
3.2.6. ANALISIS Y DISEÑO	91
3.2.6.1. CONFIGURACIÓN DEL PUENTE	92
3.2.6.2. DISEÑO DE BARANDAS	92
3.2.6.2.1. CARACTERÍSTICAS EXIGIDAS POR LA AAHSTO	92
3.2.6.2.2. CRITERIO DE DISEÑO ADOPTADO EN POSTES	93
3.2.6.2.3. DISEÑO DE PASAMANOS	93
3.2.6.2.4. ESFUERZO ADMISIBLE	94
3.2.6.2.5. DISEÑO DE RIELES DE BARANDAS	95
3.2.6.2.6. DISEÑO DE POSTES	97
3.2.6.3. DISEÑO DE LA LOSA Y VEREDAS DE CONCRETO ARMADO	99
3.2.6.3.1. MODELO UTILIZADO PARA EL ANÁLISIS	100
3.2.6.3.2. METRADO DE CARGAS	100
3.2.6.3.3. ESTADOS DE CARGA EN EL TABLERO	101
3.2.6.3.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	103
3.2.6.3.5. ANCHO EQUIVALENTE DE FRANJAS	106
3.2.6.3.6. MOMENTOS DE DISEÑO	109
3.2.6.3.7. CÁLCULO DE ACERO EN LOSA Y VEREDAS	109
3.2.6.4. ANÁLISIS DE LA VIGA PRINCIPAL	113
3.2.6.4.1. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	114
3.2.6.4.2. CÁLCULO DE LAS CARGAS Y SOLICITACIONES	119
3.2.6.4.3. CALCULO DEL MOMENTO PLASTICO	136
3.2.6.4.4. VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE	138
3.2.6.4.5. DISEÑO DE RIGIDIZADORES	147

3.2.6.4.6.	DISEÑO DE CONECTORES	153
3.2.6.4.7.	DISEÑO DE DIAFRAGMAS	157
3.2.6.4.8.	CÁLCULO DE DEFLEXIONES	161
3.2.6.4.9.	CONTRAFLECHA	165
3.2.6.5.	DISPOSITIVOS DE APOYO	165
3.2.6.6.	ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA	168
3.2.6.6.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA CAJUELA	168
3.2.6.6.2.	GEOMETRÍA DEL ESTRIBO	169
3.2.6.6.3.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL ESTRIBO	171
3.2.6.6.4.	DISEÑO DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO	184
3.2.6.6.5.	DISEÑO DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO	190
3.2.6.6.6.	PREDIMENSIONAMIENTO ALERO	192
3.2.6.6.7.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL ALERO	193
3.2.6.6.8.	DISEÑO DE LA PANTALLA DEL ALERO	196
3.2.6.6.9.	DISEÑO DE LA ZAPATA DEL ALERO	198
3.2.6.7.	OBRAS DE PROTECCION	200
IV.	RESULTADOS	201
4.1	BARANDAS	201
4.2	TABLERO	202
4.3	VIGAS METALICAS	203
4.4	DEFLEXIONES	206
4.5	DISPOSITIVOS DE APOYO	207
4.6	ESTRIBOS Y ALEROS	207
V.	ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	213
5.1	PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE ALAO	213
5.1.1.	LOSA DE CONCRETO ARMADO	214
5.1.2.	VIGAS PRINCIPALES	215
5.1.3.	RIGIDIZADORES	220
5.1.4.	VIGAS DIAFRAGMA	221

5.1.5. CONECTORES DE CORTE	222
5.1.6. DEFLEXIONES	223
5.1.7. ESTRIBOS	223
5.2. CONTRASTACION DE LA HIPOTESIS	226
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	227
6.1. CONCLUSIONES	227
6.2. RECOMENDACIONES	228
VII. BIBLIOGRAFIA	229
VIII. ANEXOS	230
ANEXO I: MAPA DE DISTRIBUCION DE ISOACELERACIONES	
ANEXO II: DISEÑO DE CONTRAFUERTE	
ANEXO III: METRADO DE ESTRIBO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE	
ANEXO IV: PLANOS	

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Pesos Específicos de los Materiales	19
Tabla 2.2: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos	22
Tabla 2.3: Factores de Modificación de Respuesta Sísmica R-Subestructuras	23
Tabla 2.4: Tipos de Puentes Según su Luz Libre	25
Tabla 2.5: Combinaciones de Carga	29
Tabla 2.6: Factor de Presencia Múltiple (m)	32
Tabla 2.7: Superestructuras habituales	34
Tabla 2.8: Coeficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial	56
Tabla 2.9: Factores de Carga para Elementos Enterrados	68

INDICE DE CUADROS

Cuadro N° 01: Socavación en Sitios de Interés	7
Cuadro N° 02: Niveles de Aguas máximas probables	7

Cuadro N° 03: Costo por metro Lineal de Diferentes tipos de Puentes en el Perú	90
Cuadro N° 04: Momentos Flectores Máximos en la sección transversal	104
Cuadro N° 05: Momentos por Ancho de Franja	107
Cuadro N° 06: Momentos Afectados por Factor de Presencia Múltiple m	108
Cuadro N° 07: Análisis por Sobrecarga Vehicular (LL) y Peatonal (PL)	108
Cuadro N° 08: Propiedades Geométricas del Tablero para el Diseño	111
Cuadro N° 09: Distribución de Acero en el Tablero	113
Cuadro N° 10: Geometría de las Secciones de Viga	118
Cuadro N° 11: Propiedades de las Secciones de Viga	118
Cuadro N° 12: Momentos Flectores en Vigas Interiores	122
Cuadro N° 13: Fuerzas Cortantes en Vigas Interiores	123
Cuadro N° 14: Momentos Flectores en Vigas Exteriores	123
Cuadro N° 15: Fuerzas Cortantes en Vigas Interiores	124
Cuadro N° 16: Resumen de factor de Distribución Lateral de Cargas por Viga	128
Cuadro N° 17: Línea de Influencia para Momentos Flectores	129
Cuadro N° 18: Línea de Influencia para Fuerzas Cortantes	130
Cuadro N° 19: Momentos Flectores por S/C vehicular por Vía	130
Cuadro N° 20: Fuerzas Cortantes por S/C vehicular por Vía	131
Cuadro N° 21: Momentos Flectores por S/C Vehicular por Fatiga	132
Cuadro N° 22: Fuerzas Cortantes por S/C Vehicular por fatiga	132
Cuadro N° 23: Efectos por sobrecarga vehicular en vigas interiores y exteriores	133
Cuadro N° 24: Efectos por sobrecarga vehicular para el estado límite de fatiga en en vigas interiores y exteriores	133
Cuadro N° 25: Esfuerzos últimos en las Vigas Principales	136
Cuadro N° 26: Tensiones actuantes en la Viga Metálica	137
Cuadro N° 27: Verificación si el ENP recae en el alma	137
Cuadro N° 28: Verificación si el ENP recae en el ala superior	138
Cuadro N° 29: Cálculo y Verificación del Momento Nominal	139
Cuadro N° 30: Momentos Mayorados en Vigas Exteriores	140
Cuadro N° 31: Momento de Fluencia, Momento Resistente y Momento Ultimo	141
Cuadro N° 32: Esfuerzos en la Sección Compuesta (Cargas de Corta Duración)	142
Cuadro N° 33: Esfuerzos en ambas alas de la sección	143
Cuadro N° 34: Fuerzas Cortantes por Fatiga	145

Cuadro N° 35: Espaciamiento de conectores	155
Cuadro N° 36: Momentos Flectores en los Diafragmas	161
Cuadro N° 37: Esfuerzos en los Diafragmas	161
Cuadro N° 38: Contraflecha	165
Cuadro N° 39: Peso estabilizador sobre la Zapata	173
Cuadro N° 40: Peso estabilizador de la Superestructura	173
Cuadro N° 41: Fuerza Desestabilizadora de la Superestructura	174
Cuadro N° 42: Fuerza Desestabilizadora del Estribo	174
Cuadro N° 43: Resumen de Fuerzas Estabilizadoras en el Muro S-I	176
Cuadro N° 44: Resumen de la Distribución de Acero Vertical en Estribo	189
Cuadro N° 45: Resumen de la Distribución de Acero Horizontal en Estribo	190
Cuadro N° 46: Peso Estabilizador Sobre la Zapata de Alero	194
Cuadro N° 47: Fuerza Desestabilizadora del Alero	194
Cuadro N° 48: Coeficiente de Empuje Activo y por Sismo en Alero	194
Cuadro N° 49: Análisis de estabilidad – Servicio I	195
Cuadro N° 50: Análisis de estabilidad – Resistencia Ia	195
Cuadro N° 51: Análisis de estabilidad – Resistencia Ib	195
Cuadro N° 52: Análisis de estabilidad – Evento Extremo I	196
Cuadro N° 53: Diseño del Acero por Flexión en la pantalla del Alero	197
Cuadro N° 54: Resumen de la Distribución de Acero Horizontal en Alero	198
Cuadro N° 55: Momentos Flectores Factorados en Viga Interior	216
Cuadro N° 56: Momentos Flectores Factorados en Viga Exterior	217
Cuadro N° 57: Resumen de Esfuerzos Últimos Factorados en Viga Interior y Exterior	217
Cuadro N° 58: Momentos factorados, Momento de Fluencia y Momento Plástico en Viga Exterior	218
Cuadro N° 59: Resumen de Esfuerzos para la Sección Compuesta y no Compuesta en la Viga Exterior	219
Cuadro N° 60: Resumen de Fuerzas Cortantes Ultimas y Fuerza Cortante Nominal	219
Cuadro N° 61: Resumen de Esfuerzos Factorados en diafragmas	222
Cuadro N° 62: Resumen Metrados en Estribos	225

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ubicación de la Zona de Estudio	4
Figura 1.2: Vista satelital de la Localidad de San Martin de Alao	4
Figura 2.1: Puente Simplemente Apoyado	14
Figura 2.2: Puente Continuo	14
Figura 2.3: Puente Arco	15
Figura 2.4: Puente Atirantado	15
Figura 2.5: Puente Colgante	15
Figura 2.6: Puente de Concreto Simplemente Apoyado	16
Figura 2.7: Puente Arco de Concreto	16
Figura 2.8: Puente Simplemente apoyado de 3 tramos	16
Figura 2.9: Puente Tipo Pórtico	16
Figura 2.10: Características del Camión de Diseño	21
Figura 2.11: Características del Camión Tándem	21
Figura 2.12: Distancia de	35
Figura 2.13: Cálculo del Momento Plástico y el eje Neutro Plástico en Flexión Positiva	38
Figura 2.14: Ubicación de eje Neutro	40
Figura 2.15: Diagrama de flujo para Secciones Compuestas en Flexión Positiva	42
Figura 2.16: Diagrama de flujo para el Estado Límite de Servicio	46
Figura 2.17: Diagrama de flujo para el Estado Límite de fatiga y fractura	48
Figura 2.18: Diagrama de flujo para el Estado Límite de resistencia	50
Figura 2.19: Sección efectiva	57
Figura 2.20: tipos de Soldadura	62
Figura 2.21: Simbología de Soldadura	62
Figura 2.22: Ábacos para el Cálculo del Factor de Forma	66
Figura 2.23: Predimensionamiento de estribo Cantiléver	70
Figura 2.24: Predimensionamiento de las Alas del Estribo	71
Figura 2.25: Empuje Activo-Ángulos de Fricción	72
Figura 2.26: Empuje Activo-Ángulos de Fricción por Sismo	74
Figura 2.27: Tipos de Barandas	75
Figura 2.28: Altura de Barandas	77

Figura 3.1: Diagrama Costo-Luz para los diferentes tipos de puentes	90
Figura 3.2: Módulo extremo de Baranda	93
Figura 3.3: Cargas en Barandas	97
Figura 3.4: Diseño final de Baranda	99
Figura 3.5: Sección Transversal del Puente	100
Figura 3.6: Área de la sección transversal de Losa	100
Figura 3.7: Carga de Losa (DC1)	102
Figura 3.8: Carga de Vereda (DC2)	102
Figura 3.9: Carga de Baranda (DC3)	102
Figura 3.10: Carga de Asfalto (DW)	102
Figura 3.11: S/C Peatonal (PL)	103
Figura 3.12: S/C Vehicular HL-93 (LL) – 1 Vía Cargada	103
Figura 3.13: S/C Vehicular HL-93 (LL) – 2 Vías Cargadas	103
Figura 3.14: Momento Flector por Carga DC1	104
Figura 3.15: Momento Flector por Carga DC2	104
Figura 3.16: Momento Flector por Carga DC3	104
Figura 3.17: Momento Flector por Carga DW	105
Figura 3.18: Momento Flector por Carga PL	105
Figura 3.19: Momento Flector por Carga LL+IM 1VIA	105
Figura 3.20: Momento Flector por Carga LL+IM 2VIAS	106
Figura 3.21: Ancho Transversal Equivalente de franja	106
Figura 3.22: Punto de Aplicación de la Carga de Rueda	107
Figura 3.23: Distribución de Cargas Permanentes en Vigas	121
Figura 3.24: Ubicación transversal del Camión en el Puente	124
Figura 3.25: Ubicación de los ejes del Camión en la sección transversal del Puente	125
Figura 3.26: Distancia entre centros de gravedad de la viga y la losa	125
Figura 3.27: Posición de cargas que crea el momento máximo en las Vigas Longitudinales	129
Figura 3.28: Camión de Diseño utilizado para el estado Límite de Fatiga	131
Figura 3.29: Esfuerzos en la sección Compuesta	134
Figura 3.30: Ubicación del eje Neutro Plástico	136

Figura 3.31: Diagrama Momento de Fluencia, Momento resistente y Momento Ultimo	141
Figura 3.32: Esfuerzos en la Sección Compuesta	144
Figura 3.33: Esfuerzos en la Sección no Compuesta	144
Figura 3.34: Rigidizadores transversales intermedios a lo largo de la viga	147
Figura 3.35: Ancho y espesor del rigidizador	148
Figura 3.36: Conectores en la dirección transversal	153
Figura 3.37: Ubicación de la carga viva sobre el diafragma	159
Figura 3.38: Distribución de Cargas Permanentes en las Vigas	162
Figura 3.39: Distribución de Áreas Bajo el Diagrama de Momentos	162
Figura 3.40: Distribución de S/C Vehicular en las Vigas	164
Figura 3.41: Contraflecha	165
Figura 3.42: Dimensionamiento de la Cajuela	169
Figura 3.43: Altura del Estribo	169
Figura 3.44: Dimensionamiento del estribo	171
Figura 3.45: Aplicación de las Cargas y Propiedades Geométricas en la Sección del Estribo	172
Figura 3.46: Cargas en el Estado Limite de Evento Extremo I	182
Figura 3.47: Presión de Contacto Estribo - Terreno de Fundación	183
Figura 3.48: Cargas Actuantes en la Pantalla del Estribo para el Diseño	184
Figura 3.49: Cargas Actuantes en el Estribo para el Diseño	188
Figura 3.50: Cargas Actuantes en la Cajuela para el Diseño	188
Figura 3.51: Distribución de Presiones en Zapata de Estribo	191
Figura 3.52: Predimensionamiento del Alero	193
Figura 3.53: Cargas en el estribo para el análisis de estabilidad	195
Figura 3.54: Cargas para el diseño del Alero	197
Figura 3.55: Enrocado de Protección	200
Figura 4.1: Diseño de Barandas y Postes	201
Figura 4.2: Diseño del Tablero	203
Figura 4.3: Rigidizadores	205
Figura 4.4: Diseño de Cajuela	209
Figura 4.5: Diseño de Estribo	210
Figura 4.5: Diseño de Alero	212

Figura 5.1: Momentos por carga viva en el tablero con $S=1.80m$	214
Figura 5.2: Momentos por carga viva en el tablero con $S=2.00m$	215

INDICE DE PLANOS

TOPOGRAFIA	PA-TP
VISTA GENERAL	PA-VG
ESTRIBOS-GEOMETRIA	PA-E01
ESTRIBOS-ARMADURA	PA-E02
ESTRIBOS-ARMADURA	PA-E03
VIGA METALICA	PA-E04
VIGA METALICA-DIAFRAGMA, SOLDAURAS Y DETALLES	PA-E05
LOSA-GEOMETRIA	PA-E06
LOSA-ARMADURA	PA-E07
DISPOSITIVOS DE APOYO	PA-E08
BARANDAS, JUNTAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS	PA-E09

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño de un puente de sección compuesta, cuya aplicación se desarrolla en la localidad de San Martín de Alao sobre el río que lleva el mismo nombre; el principal problema lo constituye la inaccesibilidad para transportar los productos agrícolas a los mercados de consumo, en esta zona que ha sido duramente afectado por los problemas sociales como el terrorismo y narcotráfico. No existe un puente vehicular que une los centros productivos, siendo el transporte solo con acémilas o a pie por parte de pobladores que tienen sus chacras en este sector y que hacia el poblado de San Martín de Alao acceden finalmente cruzando el Río San Martín de Alao; a esto se suma la falta de una herramienta de gestión para solucionar la misma.

En primer lugar se iniciaron los trabajos con la evaluación de la geometría tanto del tablero, las vigas y los estribos; se ha aplicado todos los conocimientos impartidos en la formación académica universitaria y vía experiencia laboral; además se ha utilizado los estudios básicos como son los Estudios Topográficos, Estudios de Suelos y Canteras, el Estudio Hidrológico e Hidráulico, Estudios Geotécnicos, Estudios de Impacto Ambiental, Estudio de Análisis de Riesgo de Desastres y Trafico, con la finalidad de adoptar los parámetros necesarios para lograr la seguridad, economía y calidad en el diseño final. De manera simultánea, se ha revisado bibliografía de diferentes autores y consultores especialistas en el tema.

La etapa de diseño se ha efectuado de acuerdo con lo especificado en el manual de Diseño de Puentes del MTC, aplicando el método de diseño Load & Resistance Factor Design (LRFD), establecidas en las normas de diseño de la American of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.); en los resultados se muestran el análisis y diseño detallado del tablero, las vigas metálicas, los estribos y demás componentes que conformaran la estructura en su conjunto; para lo cual se utilizaron como herramientas el programa SAP2000 y la hoja de cálculo de Excel. Seguidamente se realiza una verificación para los elementos principales críticos del puente. Todo esto conlleva a concluir que en el presente trabajo de investigación, se ha conseguido una estructura que brindará máxima seguridad.

Lo novedoso de este trabajo es presentar una nueva versión sobre la aplicación de las normas de diseño vigentes en nuestro país y así generar entre los interesados el conocimiento en algunos aspectos del diseño de los puentes de sección mixta.

El Autor

I. INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES

El presente trabajo, comprende la información sobre los aspectos generales de la investigación, así como la información teórica que sustenta la metodología para cálculo y diseño de los componentes estructurales y los criterios técnicos utilizados en la misma.

Dada la problemática existente debido a la inadecuada integración vial de la localidad de San Martín de Alao con las localidades aledañas, es que surge la necesidad de la construcción de un puente vehicular sobre el río Alao y por consiguiente el presente trabajo tiene como meta diseñar la subestructura y superestructura de un Puente; para esto se puede considerar múltiples opciones como los puentes arco, puentes colgantes, puentes reticulados, puentes preesforzados, puentes de sección compuesta o puentes de concreto armado; sin embargo evaluando las ventajas y desventajas que se presentan en los sistemas constructivos de cada uno de ellos y atendiendo a las necesidades que la topografía de la zona requiere, se optó que la mejor alternativa debido a un mejor funcionamiento estructural, ahorro en el encofrado y a su fácil y rápida construcción aminorando así los costos, sería un puente de sección compuesta constituido por vigas metálicas, losa de concreto armado y estribos en voladizo, sobre el Río Alao en la Localidad de San Martín de Alao, Provincia de El Dorado, Región San Martín; como propuesta de solución a este problema.

Para dotar al distrito de una herramienta de gestión que permita solucionar el problema de intercomunicación vial, es necesario proponer una alternativa de solución viable acorde con las situaciones reales de la localidad, de esta manera se trata de presentar una alternativa de solución que vaya en concordancia con los principios de seguridad, economía y calidad, los cuales deben ser conjugados con resultados óptimos para así lograr, un proyecto factible de futura ejecución.

1.2. EXPLORACION PRELIMINAR ORIENTANDO LA INVESTIGACION

El siglo XIX es la época más brillante de la historia de los puentes. La audacia, el genio y el tesón de los grandes ingenieros británicos en la primera mitad del siglo: Thomas Telford, Jhon Rennie, Isambar K. Brunel, Robert Stephenson, se completa con las fantásticas realizaciones americanas de fin de siglo. La fundición, el hierro pudelado y finalmente el acero suponen un aumento espectacular de la relación entre la capacidad resistente y el peso propio del material.

El Profesor Godard expone el estado del arte de los puentes metálicos de principio del siglo XX, con un carácter descriptivo didáctico, dirigido a la formación de ingenieros civiles en la Ecole Nationale de Ponts et Chaussées (Godard, 1924). No hace referencia explícita a la utilización de tableros mixtos, pero sí plantea extensamente las tipologías y las soluciones para definir el camino de rodadura y las posibilidades que se planteaban antes o simultáneamente a la aparición del hormigón y, por supuesto, con anterioridad a la generalización de los tableros mixtos.

En Francia, la Compagnie de l'Est generalizó el empleo de losas de hormigón, aprovechando sus ventajas constructivas. No se hace mención explícita al comportamiento mixto del conjunto de la sección.

Aun en las realizaciones con losa superior de hormigón, la adopción de esta como parte resistente de la sección no fue algo inmediato. A comienzos de la década de 1920, la Iowa State Highway Comisión realizó una serie de ensayos en un puente de carretera para determinar su respuesta a determinados estados de carga de servicio. El tablero del puente, de vigas metálicas y losa superior de hormigón, presentaba una respuesta tensional en sus elementos metálicos considerablemente menor que las esperadas. El estudio concluyó que vigas y tablero respondían conjuntamente a las solicitaciones y el Skunk River Bridge cerca de Ames, en el estado de Iowa, se convirtió en uno de los primeros puentes mixtos documentados. El tablero no disponía de ningún elemento de conexión específico, la losa de hormigón estaba en contacto directo con las platabandas superiores. A pesar de no estar proyectado como un tablero mixto, los ensayos pusieron de manifiesto que los dos materiales, hormigón y

acero, siguiendo una ejecución habitual podían trabajar conjuntamente en el transporte de tensiones. No obstante el estudio señaló como incertidumbre la permanencia en el tiempo del fenómeno. En 1948, unos 25 años más tarde, el Iowa State repitió los ensayos en el mismo puente. Los resultados mostraron que para rasantes de cálculo entre acero y hormigón altos (2100 KN/m^2) no se constataba acción mixta, mientras que para rasantes menores (620 KN/m^2) la estructura mostraba una respuesta mixta completa. La conclusión resultaba obvia, con la adecuada conexión de rasante entre los dos materiales se podía garantizar el trabajo conjunto de los dos materiales.

A partir de 1930 la construcción mixta comienza a estar presente en la realidad constructiva de vigas y edificios, y en especial en los puentes mixtos de carretera.

Una realización pionera, adelantada a su tiempo y de una modernidad fascinante, es el puente alemán sobre el valle Steinbach, construido entre 1935 y 1936. La estructura metálica deja de estar embebida para pasar a estar únicamente conectada a la sección de hormigón. Heredera de las tipologías de sección de puentes metálicos que soportaban la plataforma superior de rodadura, la sección de Steinbach simplifica las vigas múltiples y las reduce a dos. Se sirve para ello de vigas transversales equiespaciadas que dan apoyo a la losa. Ambas familias de vigas, principales y secundarias, están conectadas a la losa superior y la utilizan como cabeza de compresión en flexión positiva. Es sin duda una de las primeras referencias de los futuros tableros de doble viga.

1.3. ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO

1.3.1 UBICACIÓN

La zona de estudio se encuentra ubicado en:

Lugar : Sobre el Río Alao.
Localidad : San Martín de Alao.
Distrito : San Martín de Alao.
Provincia : El Dorado.
Dpto. : San Martín.

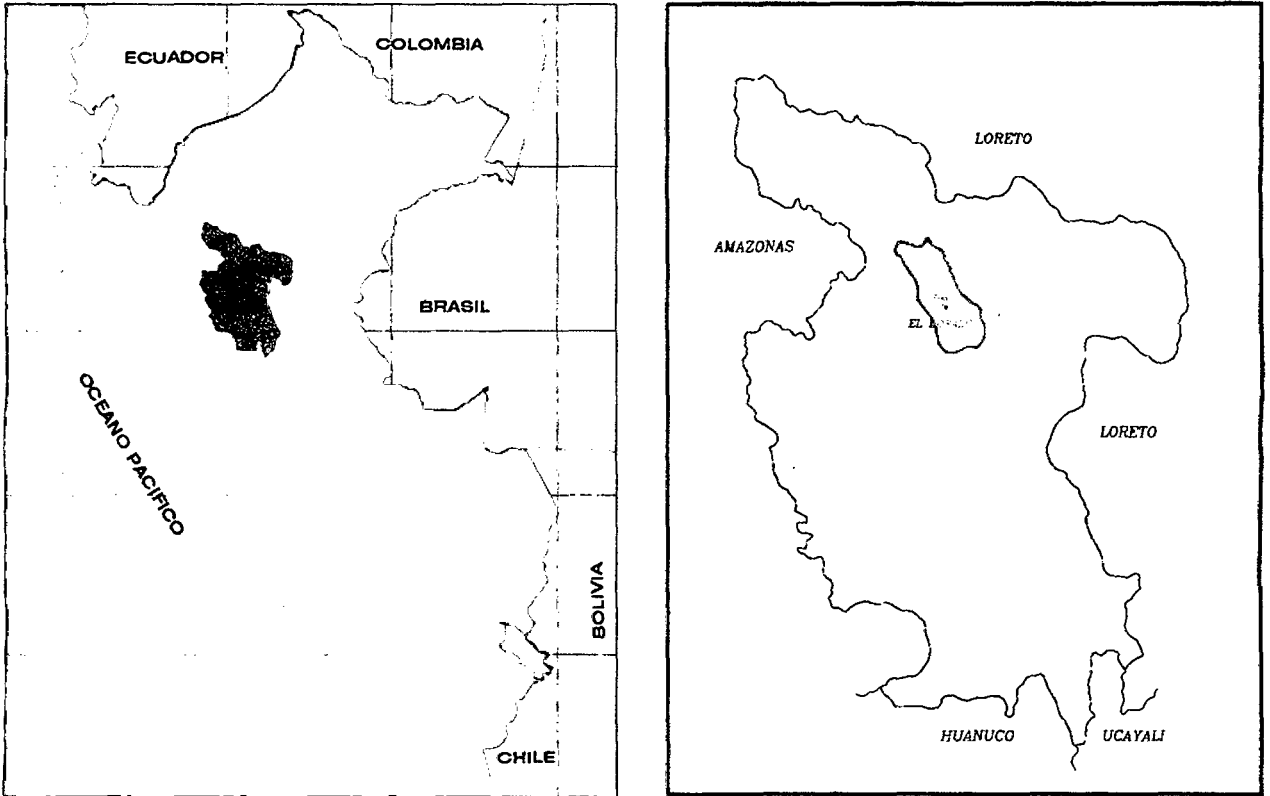


Figura 1.1: Ubicación de la Zona de estudio



Figura 1.2: Vista satelital de la Localidad de San Martín de Alao

Fuente: Google Earth

1.3.2 ACCESOS

El acceso se realiza a través del camino Departamental Cruce carretera FBT-Cuñumbuque - San José de Sisa, de aproximadamente 45Km de Longitud, en regular estado de conservación.

Camino Departamental Cruce Carretera FBT – Bellavista – San Pablo – San José de Sisa, de aproximadamente 70Km. de longitud, en buenas condiciones de transitabilidad.

Luego continuando por carretera afirmada en regular estado con un recorrido de 18Km aproximadamente. Llegamos al Distrito de San Martín de Alao.

1.3.3 CLIMA Y ALTITUD

El clima de la zona es típico de Selva con 2 estaciones bien marcadas: la lluviosa de Marzo a Mayo y de Octubre a Noviembre, caracterizado por presencia de calor intenso, temperaturas de 25°C a 33°C, La altitud promedio en la zona del puente es de 302 m.s.n.m.

1.3.4 GEOLOGIA

La zona en estudio está delimitada por montañas de mediana elevación de la formación Ipururo, la constitución de estos materiales aluviales es arcilla arenosa con presencia de gravas de tamaño pequeñas en algunos casos. El lecho del río Alao se compone de material fluvial compuesto por arena gruesa, piedras y cantos rodados, y que tiende a ser transportado de manera constante en épocas de máximas avenidas.

1.3.5 MECANICA DE SUELOS

El objetivo del estudio de mecánica de suelos es la identificación y evaluación de las propiedades físicas de los suelos existentes con la finalidad de determinar la profundidad de desplante de la estructura proyectada.

a) Capacidad Portante.

- La capacidad de carga última quit = 10.09, 12.20, 14.31 kg/cm² para 3.00, 4.00, 5.00 metros de profundidad de desplante considerado desde el nivel de socavación.
- La capacidad portante admisible qadm. = 3.36, 4.07, 4.77 kg/cm² para 3.00, 4.00 y 5.00 metros de profundidad de desplante por debajo del nivel de socavación.

b) Canteras y Fuentes de Agua.

➤ **Canteras**

Cantera Río Sisa –Sector Heredia

Ubicación: Estos depósitos se ubican en el río Sisa, sector Heredia

Acceso : En regular estado de conservación, a 2000m de la obra

Potencia : 8000 m³ de material disponible.

Uso : Afirmados, diseño de mezclas

➤ **Fuentes de Agua**

De las experiencias de las obras construidas en la Zona, la Fuente de agua para los trabajos de concreto y otros se considera río Alao, del mismo sitio cerca de la obra.

1.3.6 HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Los caudales máximos ordinarios y extraordinarios del río Alao en el tramo de interés para diferentes periodos de retorno son:

- Caudal del Río Alao en avenidas ordinarias: 330.09 m³/seg. (Tr = 25 años)
- Caudal del Río Alao en avenidas ordinarias: 411.46 m³/seg. (Tr = 50 años)
- Caudal del Río Alao en avenidas extraordinarias: 497.06 m³/seg. (Tr = 100 años)
- Caudal del Río Alao en avenidas extraordinarias: 585.21 m³/seg. (Tr = 200 años)
- Caudal del Río Alao en avenidas extraordinarias: 706.69 m³/seg. (Tr = 500 años)

Cuadro N° 01: Socavación en Sitios de Interés

Tipo de Socavación	Socavación (m)				
	Caudales (m ³ /s)				
	330.09	411.46	497.06	585.21	706.69
General	0.73	0.86	0.98	1.08	1.19
Local	1.59	1.80	2.01	2.21	2.46
Total	2.31	2.66	2.99	3.29	3.65

Cuadro N° 02: Niveles de Aguas máximas probables

Periodo de Retorno (Años)	Cota de Fondo (m.s.n.m.)	Tirante de Agua (m)	Cota del Nivel de Agua (m.s.n.m.)
25	411.718	2.669	414.387
50	411.718	3.013	414.731
100	411.718	3.030	414.748
200	411.718	3.717	415.435
500	411.718	4.140	415.858

El nivel máximo para un período de retorno igual a 100 años es de 414.748 m.s.n.m., con un tirante máximo de 3.030 metros.

Para un periodo de retorno de 100 años la socavación que se produciría en la río sería de 2.99 metros, por lo que la profundidad de desplante mínimo de la cimentación de los estribos para la sección de estudio sería de 3.00 metros, en la sección de estudio.

1.3.7 IMPACTO AMBIENTAL

Los impactos directos e indirectos positivos generados por el Proyecto, se reflejaran en los siguientes aspectos:

- Facilitar el tráfico y tránsito hacia las zonas de influencia
- Mayor intercambio comercial entre las pequeñas localidades y caseños con los polos de desarrollo regional.
- Disminución de costos de operación y mantenimiento vehicular y en consecuencia, menor costo del transporte de pasajeros y carga.
- Disminución de tiempo de viaje

1.3.8 ANALISIS DE RIESGO DE DESASTRES (AdR)

A. Análisis de los Peligros

El mayor peligro a que está expuesto el Proyecto, está referido al fenómeno de lluvias intensas, esto sumado al mal drenaje del terreno en zona de alta pendiente que origina la erosión por escorrentía superficial de la zona de interés.

B. Análisis de la Vulnerabilidad

Es el grado de resistencia o exposición de un elemento frente a la ocurrencia de un peligro natural; siendo la localidad una zona inundable y donde la gran mayoría de las viviendas se encuentran ubicadas cerca de las riveras del río, además se encuentran construidas con adobe, por tanto presentan una exposición alta ante los fenómenos naturales que afectan la zona lo que denota su vulnerabilidad física frente a ello; por tanto la zona del proyecto se considera muy vulnerable.

C. Análisis del Riesgo

Visto que la zona del proyecto se encuentra frente a constantes peligros naturales y presenta una gran vulnerabilidad frente a los mismos, es que se considera que el Nivel de Riesgo de Desastres del Proyecto es Alto y requiere por consecuencia una adecuada Gestión del Riesgo, basada en la propuesta de medidas estructurales y no estructurales de reducción del riesgo preexistente para la Obra principal del Proyecto.

II. MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACION Y FORMULACION DEL PROBLEMA

2.1.1. ANTECEDENTES Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

La Región San Martín presenta una gran variedad de características geográficas, climatológicas, ecológicas, esto hace que ocurran diferentes fenómenos naturales, generando desastres lo cual representa una amenaza para la población y la infraestructura existente de las diferentes localidades.

En el transcurrir del tiempo la provincia de El Dorado ha sufrido diferentes desastres naturales como inundaciones, debido a las intensas lluvias y el aumento del caudal de los ríos, esto genera un enorme riesgo para la población, ya que las vías de comunicación terrestres también son afectadas.

La localidad de San Martín de Alao es un pueblo cuya actividad económica predominante es la agricultura y dado que la vía que lo comunica con las localidades de Nuevo Pucacaca, Requena, etc. solo cuenta con un Puente peatonal precariamente vehicular; además se encuentra en una zona inundable, hecho que en épocas de lluvias representa un riesgo para los pobladores que necesitan llevar sus productos hacia los diferentes mercados de consumo; por ello es que se requiere de la construcción de un Puente vehicular; a esto se suma la inexistencia de una propuesta para la misma.

Existen muchas soluciones para determinar el tipo de puente en cada caso, como son los puentes simplemente apoyados, los puentes continuos, los puentes colgantes, los puentes preesforzados, entre otros, definiendo el tipo de material que será usado en su construcción, que puede ser concreto, acero, madera, mixto o compuestas (concreto y acero), con secciones constantes y variables, etc.

Siendo viable la alternativa para la construcción de un puente, considero necesaria la propuesta de diseño de un Puente sobre el río Alao, para lo cual el desarrollo del presente trabajo estará orientado al diseño estructural de la subestructura y superestructura del Puente.

2.1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.

En la localidad de San Martín de Alao el insuficiente puente actual que se usa para cruzar el río Alao y comunicarse con las localidades de la margen derecha, restringe la accesibilidad para el traslado de pobladores y productos agropecuarios a los diferentes mercados de consumo, la carencia de un puente vehicular que permita mejorar las condiciones de tránsito para el transporte de la producción, genera que el precio de los mismos no sean competitivos, por el alto costo del flete, viéndose limitado el desarrollo socio-económico de la localidad.

La construcción de un puente sobre el río Alao es la solución a este problema de accesibilidad entre San Martín de Alao y su zona de influencia, lo que permitirá un transporte oportuno, seguro, fluido y rápido de los productos agropecuarios, incrementando así la economía de esta población; siendo necesario para ello la propuesta de diseño estructural de un puente y así poder brindar a la autoridades una alternativa de gestión económica para su construcción. Según esto, nos planteamos la siguiente interrogante:

¿Será la propuesta de diseño estructural de un puente de sección compuesta (viga metálica y losa de concreto) la alternativa más óptima económica y estructuralmente a proyectar sobre el río Alao en la localidad de San Martín de Alao en la Provincia de El Dorado?

2.2. OBJETIVOS

2.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Dotar al distrito de una herramienta de gestión para solucionar la intercomunicación vial sobre el Río Alao.

2.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el diseño en acero y concreto armado de un puente de sección compuesta, acorde con las reglas de arte y estricta conformidad con las normas peruanas y el manual de diseño de puentes vigente a la actualidad, aplicando el método LRFD del manual AASHTO.
- Analizar el comportamiento de las partes y materiales que conformarán el Puente de Sección Compuesta y efectuar las verificaciones estructurales de los mismos.

2.3. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

La insuficiencia de infraestructura vial producto de la poca presencia del Estado en la zona amazónica del Perú es una de las principales causas de subdesarrollo en nuestro país y siendo esta el principal medio de comunicación entre los pueblos de la Región San Martín, incide de modo directo en la economía de toda la Región y por tanto es primordial su implementación.

El principal obstáculo que presenta el transporte en la localidad de San Martín de Alao, Provincia de El Dorado y las localidades aledañas, los impone el medio geográfico en el cual se encuentra, ya que está ubicado en la desembocadura del río Alao con el río Sisa, lo cual lo hace vulnerable a inundaciones; esto dificulta la accesibilidad y representa un riesgo para vehículos y peatones que intentan cruzar el río Alao. Actualmente existe un solo puente peatonal y precariamente vehicular que cruza el río Alao, hecho que dificulta y limita la accesibilidad de vehículos y peatones e incrementa los costos de transporte tanto de los pobladores como de los productos agropecuarios hacia los diferentes mercados de consumo; lo que motiva a la necesidad de contar con una infraestructura adecuada que permita satisfacer las necesidades de la población para incrementar la fluidez de las actividades económicas entre los pueblos aledaños del valle del Sisa y al mismo tiempo permitir el desarrollo e integración de ésta con otras localidades.

La elaboración y aplicación del presente trabajo contribuye directamente con el desarrollo local, permitiendo elevar el nivel socio-económico de los pobladores del área

de influencia del proyecto. Dicho proyecto es indispensable en la localidad de San Martín de Alao, ya que no se cuenta con la infraestructura adecuada que permita la integración con otros pueblos y facilite el traslado de los pobladores y de la producción, mejorando de esta manera las condiciones de tránsito vehicular y peatonal en dicha zona, permitiendo crear condiciones de acceso al desarrollo en general.

2.4. DELIMITACION DE LA INVESTIGACION

Siendo la difícil geografía de la zona un factor limitante y al no existir otra alternativa segura para que la población de San Martín de Alao pueda cruzar el río Alao es que en el presente trabajo se considerará como alternativa de solución la propuesta para el análisis estructural de un puente de sección compuesta (viga metálica y losa de concreto) por la economía y su fácil y rápida construcción, limitando su aplicación al análisis y diseño de la subestructura y superestructura del puente utilizando el método LRFD.

2.5. MARCO TEORICO:

2.5.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

En nuestro país, principalmente en la región amazónica, la escasa presencia del estado influye también en la escases de vías terrestres en buen estado que conecten los pueblos entre sí, en la región San Martín se hace notar la insuficiente conectividad terrestre, hecho que repercute en el desarrollo de los mismos ya que las vías actuales en mal estado provocan un elevado costo en el transporte.

En el año 1993 el autor Joseph E. Bowles¹, expuso en su libro "Diseño de Acero Estructural", todos los temas básicos para el diseño de acero estructural el cual contiene elementos de diseño tanto para edificios como para puentes, utilizando el metodo LRFD.

¹ Bowles Joseh E., *Diseño de Acero Estructural*, página 5

En el año 1996, el Bach. Rosario Villanueva Ruiz², realizó la tesis en “Análisis y Diseño comparativo de un Puente de Concreto Armado de Luz Variable con otro de Sección Compuesta”.

El año 2000, el Bach. Luis Peralta Ruiz³, realizó el Informe de Ingeniería en “Trazo y diseño de la superestructura de sección compuesta del puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza”. El mismo año el Bach. Rovalino Torrejón Meza⁴, realizó el informe de Ingeniería en “Diseño de la superestructura de un Puente de Sección Compuesta”, todos ellos orientados a contribuir con el desarrollo de la Región San Martín y del País para un desarrollo integral.

El 2002, el autor Jack C. McCormac⁵, publicó en su libro “Diseño de Estructuras de Acero” una versión más actualizada sobre los conceptos básicos para el diseño de estructuras de acero aplicando la metodología LRFD.

Los trabajos anteriormente mencionados fueron desarrollados con la aplicación del método LRFD, el cual a la fecha sufrió diversas modificaciones en cuanto a los factores de carga, sobrecargas de diseño; el presente trabajo se desarrollará teniendo en cuenta la metodología LRFD actual, con procedimiento detallado lo que hace que sea un aporte totalmente nuevo para la comunidad estudiantil.

2.5.2. MARCO TEÓRICO

2.5.2.1 PUENTES

Un puente es una construcción, por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que será construido.

² Villanueva Ruiz Rosario, *Trazo y Diseño comparativo de la superestructura de Sección Compuesta del Puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza*, página 3

³ Peralta Ruiz Luis, *Trazo y diseño de la superestructura de sección compuesta del puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza*, página 5

⁴ Torrejón Meza Rovalino, *Diseño de la Superestructura de un Puente de Sección Compuesta*, página 6

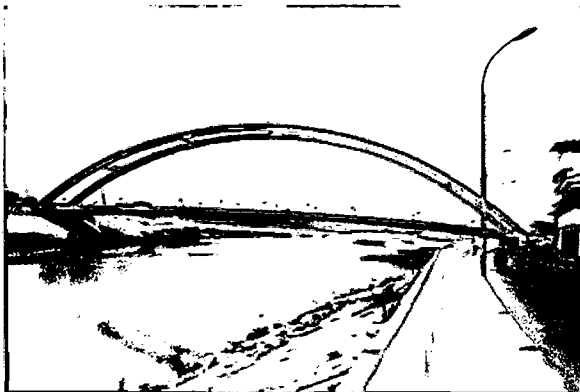
⁵ McCormac Jack C., *Diseño de Estructuras de Acero*, página XV

2.5.2.2 TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS

El tipo transversal a adoptarse en cada caso es función de una gran cantidad de variables y muchas veces es necesario realizar croquis de diferentes alternativas, llevándolos hasta un nivel de diseño suficiente para poder determinar sus costos y de esta forma, adoptar la más conveniente. El tipo de superestructura que puede ser establecido de la siguiente manera.⁶

Puentes Metálicos

- Simplemente apoyados, reticulados o de alma llena.
- Continuos, reticulados o de alma llena.
- Arcos
- Atirantados
- Colgantes



Puente Bolognesi ubicado en la ciudad de Piura

Figura 2.1: Puente en Arco Simplemente apoyado

Puente Talagante ubicado sobre el río Mapocho

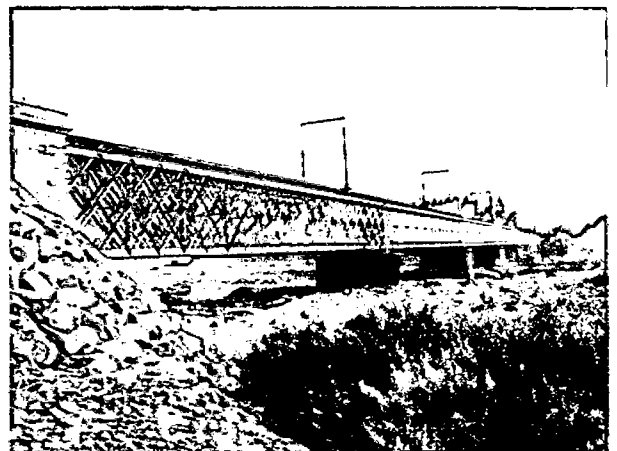


Figura 2.2: Puente Continuo

⁶ Ampuero John – Alvarado Cesar, *Diseño de Puentes con AASHTO LRFD y Módulo Bridge del SAP2000*, página 49



Figura 2.3: Puente Arco

Puente George ubicado en la ciudad de Virginia E.E.U.U

Puente Tataru ubicado en la ciudad de Imabari

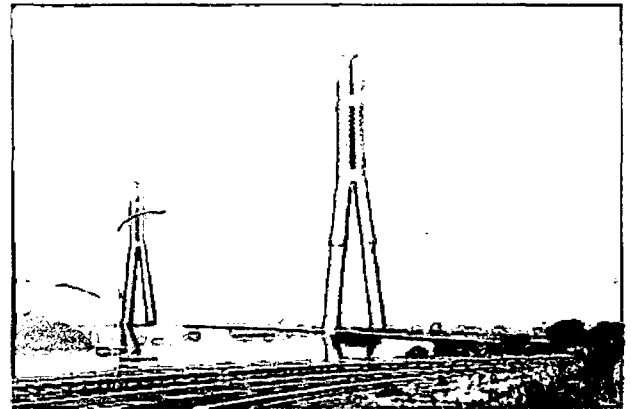


Figura 2.4: Puente Atirantado

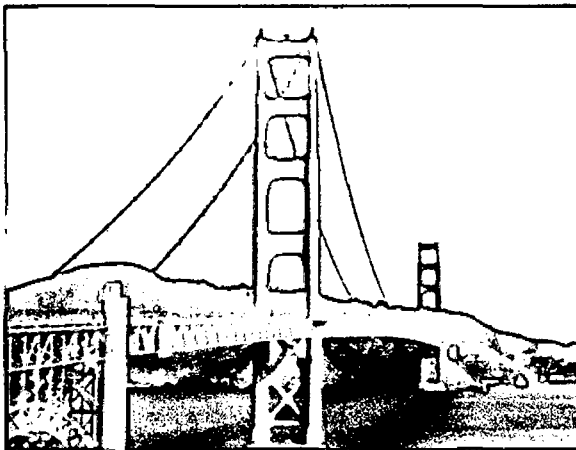
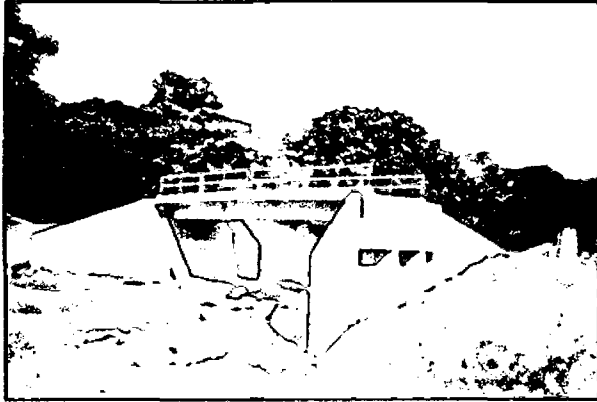


Figura 2.5: Puente Colgante

Puente Golden Gate ubicado en la ciudad de San Francisco E.E.U.U.

Puentes de Concreto

- Simplemente Apoyados
- Continuos
- Pórticos
- Arcos

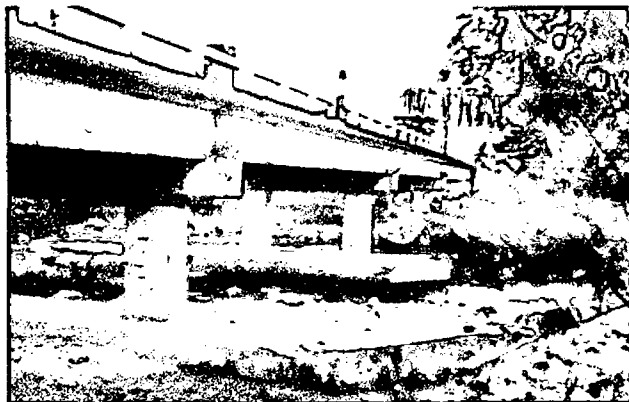


**Figura 2.6: Puente de Concreto
Simplemente Apoyado**

Puente arco de concreto armado el cual se usa para salvar grandes luces de los ríos



Figura 2.7: Puente Arco de Concreto



**Figura 2.8: Puente simplemente
apoyado de 3 tramos**

Puente tipo pórtico de concreto armado ubicado en España

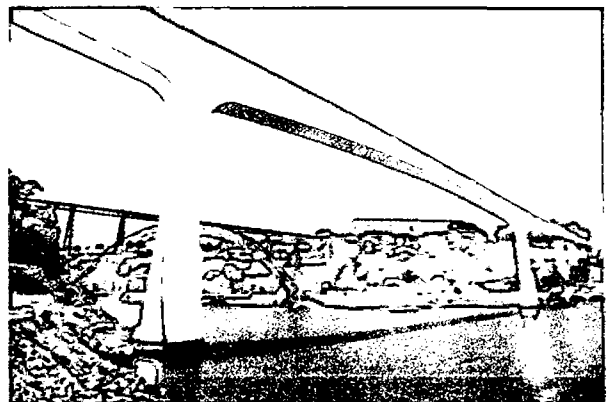


Figura 2.9: Puente Tipo Pórtico

2.5.2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE

2.5.2.3.1 LA SUPERESTRUCTURA

Es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

- a) **El tablero:** Constituido por los elementos estructurales que soportan las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.
- b) **La estructura principal:** Es el sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

2.5.2.3.2 LA SUBESTRUCTURA

Soporta las cargas originadas en la superestructura y las transmite al terreno de fundación; está compuesta de los estribos y pilares, la cimentación y los aparatos de apoyo.

2.5.2.3.3 APOYOS

Los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura.

2.5.2.3.4 ELEMENTOS SECUNDARIOS

Estos son elementos que juegan un papel muy importante en la funcionalidad del puente. Dentro de estos están: los muros de retención que se encuentran en los extremos de los estribos, y sirven para encauzar el agua. Las obras de protección del fondo del cauce, tales como los enrocamiento son parte de la eficiente funcionalidad del puente. La losa de acceso, ésta sirve para encauzar y disminuir el golpe que provoca el vehículo en la entrada de los puentes.

2.5.2.4 CARGAS EN PUENTES

Son todos aquellos efectos que va a soportar la estructura del puente debido a vientos, sismos, peso propio, tráfico, etc., los cuales se van a transmitir al suelo mediante los estribos y pilares del mismo.

2.5.2.5 CARGAS DE DISEÑO

El Manual de Diseño de Puentes del MTC establece que se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias.

- **Cargas permanentes:**

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo

DC = Carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares

EH = Presión de tierra horizontal

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del relleno

- **Cargas transitorias:**

BR = fuerza de frenado vehicular

CE = fuerza centrífuga vehicular

CR = "creep" del concreto

CT = fuerza de choque vehicular

CV = fuerza de choque de barcos

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = carga de impacto

LL = carga viva vehicular

LS = carga viva superficial

PL = carga viva de peatones

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga de agua y presión del flujo

WL = efecto de viento sobre la carga viva

WS = efecto de viento sobre la estructura

2.5.2.5.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente. Lo constituyen el peso propio de todos los elementos que conforman la estructura, en ello se incluye los accesorios, superficie de rodamiento, veredas, barandas, etc. También lo conforman todas las cargas correspondientes al empuje de suelos, sobrecarga del suelo y fricción negativa; los mismos que actúan sobre los estribos; estas presiones se calculan de acuerdo con los principios de mecánica de suelos y utilizando valores medios de las propiedades del material de relleno. En la siguiente tabla se ilustran los pesos específicos de algunos materiales.

Tabla 2.1: Pesos Específicos de los Materiales

MATERIAL	γ (KN/m ³)	Kgf/m ³
Agua dulce 9,8 (1000)	9,8	1000
Agua salada	10,0	1020
Acero	76,9	7850
Aluminio	27,4	2800
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	1600
Arena, tierra o grava compactas	18,9	1900
Asfalto, Macadam	22,0	2200
Concreto ligero	17,4	1740
Concreto normal	23,5	2400
Concreto Armado	25,0	2500
Hierro forjado	70,6	7200
Balasto	22,0	2250
Madera	10,0	1020
Mampostería de piedra	26,6	2700

Fuente: Manual de Diseño de Puentes – MTC

2.5.2.5.2 CARGAS VARIABLES

Lo representan todas aquellas cargas que presentan variaciones frecuentes y significativas respecto a su valor medio. En estas cargas se incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.⁷

⁷ Manual de diseño de puentes, Art. 2.4.3

a) Cargas durante la construcción

Se consideran todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo.

b) Sobrecarga Vehicular de Diseño

Se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que transitan por el puente. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el mismo, así como la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente.

Los valores que se asignan a las cargas corresponden a vehículos idealizados que pretenden representar efectos de condiciones de tráfico desfavorable. La sobrecarga vehicular designada como HL-93, consiste en la combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

El "Manual de Diseño de Puentes" (MTC, 2003), el cual se basa en las especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specification, establecen las siguientes cargas vehiculares:

1) Camión de Diseño

Corresponde a un vehículo de tres ejes; los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán tomados como se especifica en la Figura 2.10. La separación entre los dos ejes de 145kN se deberá variar entre 4.30m y 9.00m para producir las solicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica para esta sobrecarga.

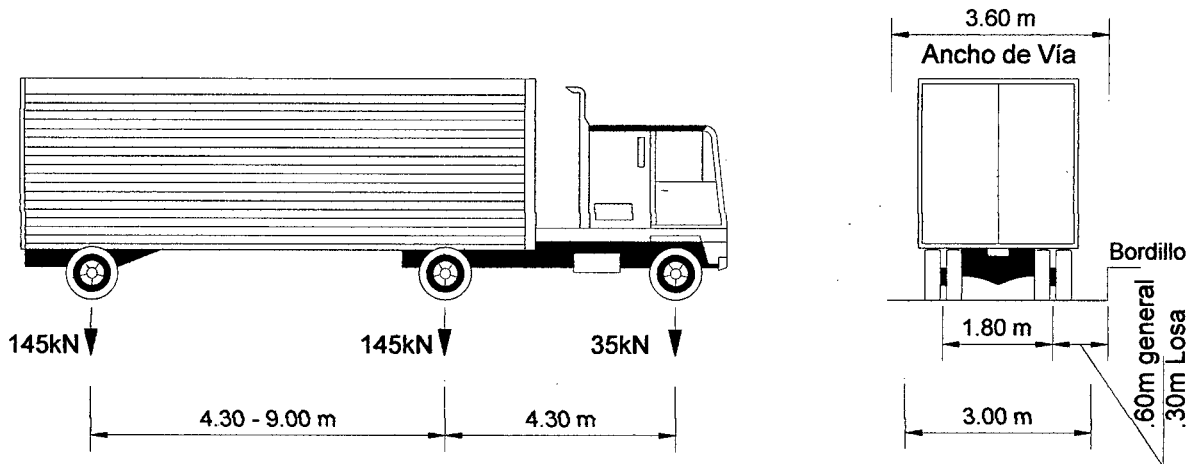


Figura 2.10: Características del Camión de Diseño.

2) Tándem de Diseño

Corresponde a un vehículo de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN espaciados a 1.20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, es de 1.80 m. Se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga.

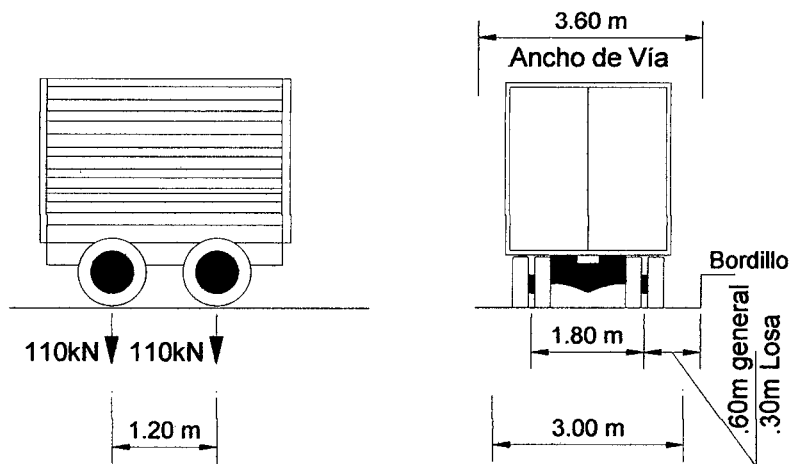


Figura 2.11: Características del Camión Tándem

3) Sobrecarga Distribuida

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

c) Efectos Dinámicos

Las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en el artículo 2.4.3.3 del manual del MTC, los cuales se ilustran en la siguiente tabla.

Tabla 2.2: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos

Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos	
Componente	Porcentaje
Elementos de Unión en el tablero para todos los estados límite	75%
Para Otro elementos	
• Estados Límite de fatiga	15%
• Otros estados Límite	33%

Fuente: Manual de Diseño de Puentes – MTC

d) Fuerzas de Frenado y de Aceleración

Para su cálculo se toma el 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño; no se incluye la sobrecarga uniforme pero si se incluyen los factores modificatorios indicados en el manual de Diseño de Puentes del MTC. Las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal y se aplican a 1.80 m sobre el nivel de la losa del tablero.

e) Sobrecargas en veredas

Se aplicará una carga peatonal de 360 Kg/cm² en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

f) Efectos de Sismo

El manual del MTC establece que no se deberá considerar el efecto sísmico cuando la estructura cuente con una *luz total menor que 150 m* o cuando sea de un solo tramo y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150 m será necesario un estudio de riesgo sísmico del sitio.⁸

⁸ Manual de diseño de puentes, Art. 2.4.3.11

- **El coeficiente de aceleración “A”.** Es determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, (Anexo I), equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.
- **Factores de Modificación de Respuesta.** Las fuerzas de diseño sísmico para subestructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en la tabla 2.3.

Tabla 2.3: Factores de Modificación de Respuesta Sísmica R-Subestructuras

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRITICA	ESENCIAL	OTROS
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Fuente: Manual de Diseño de Puentes – MTC

2.5.2.6 OBJETIVOS DE DISEÑO

Dentro de estos objetivos tenemos⁹:

- **Calidad.** La calidad de una obra civil en general y de un puente en particular, se manifiesta en la eficiencia para cumplir su función, la seguridad o confiabilidad con que cumple la misma, la durabilidad y la estética.

⁹ Rivera Reyes Eduardo, *Cimentaciones de Concreto Armado en Puentes*, página 22

- **Costo.** Hay que considerar que el costo de una obra civil se compone tanto por el costo inicial de construcción como los costos de mantenimiento y también los costos de una eventual emergencia.

2.5.2.7 SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE A USAR

Esta es una etapa básica para obtener la mejor solución para las condiciones de un lugar determinado que requiera de un puente y como tal los primeros aspectos a considerar deben ser la experiencia, criterio e intuición estructural del ingeniero.

Se deben analizar diversas soluciones y elegir la que cumpla las mejores condiciones de seguridad, funcionalidad, economía y estética; ello se logrará atendiendo a los siguientes aspectos:¹⁰

- **El claro requerido:** Éste debe ser seleccionado para permitir el paso eficiente del caudal de máximas avenidas cuya magnitud y frecuencia deberán estar de acuerdo con el tipo y clase de estructura.
- **Condiciones de cimentación:** Estas son trascendentales para decidir el tipo de puente por construir ya que tiene influencia en: el sistema de cimentación, la longitud de los claros parciales, y el tipo de estructura a emplear, ya que cuando las condiciones de cimentación son deficientes se deben descartar las estructuras hiperestáticas.
- **Espacio libre requerido:** Este factor tiene influencia en el tipo de estructura a utilizar, cuando existen condiciones establecidas tales como: espacio libre horizontal y vertical mínimo, esto ocurre cuando se desea el paso de cualquier objeto flotante (barcos, árboles, etc.,) según la importancia del obstáculo salvado.
- **Cargas vivas por soportar:** Conociendo la ubicación del puente, su importancia económica y social, y su respectivo estudio de tránsito, nos proporcionan dos elementos importantes para el diseño de éste, los cuales son:

¹⁰ Paredes Rojas Luis, *Fundamentos Básicos de Puentes y Obras de Arte*, página 57

2.5.2.8.4 ESTADOS LIMITES

a) Estado Límite de Servicio

Es tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

b) Estado Límite de Fatiga y Fractura

Es un juego de restricciones a los esfuerzos causados por un solo camión de Diseño que ocurre en un número esperado de ciclos. El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes.

c) Estado Límite de Resistencia

Es para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para soportar las combinaciones de cargas especificadas que se anticipa experimentará el puente durante su período de diseño. Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero se espera que la integridad completa de la estructura se mantenga.

d) Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Es para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, ocurridos bajo condiciones muy especiales.

Se considera que el Estado Límite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez con un período de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente.

A continuación se presentan los factores de carga para los diferentes estados límite:

Tabla 2.5: Combinaciones de Carga

Estado Límite		η	Combinación de Cargas			
			γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL+IM}	γ_{EQ}
Servicio I	S1	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Servicio II	S2	1.00	1.00	1.00	1.30	-
Servicio III	S3	1.00	1.00	1.00	0.80	-
Resistencia I	R1	0.95	1.25	1.50	1.75	-
Fatiga	F	1.00	-	-	0.75	-
Evento Extremo I	EQ	1.00	1.25	1.50	-	1.00

Fuente: Manual de Diseño de Puentes – MTC

2.5.2.9 ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

El análisis del diseño en acero estructural de un puente requiere primero definir el tipo de estructura a diseñar el que estará en función de los estudios básicos y del criterio del ingeniero para generar un sistema que satisfaga de manera adecuada las necesidades propias del problema a desarrollar. Seguidamente el sistema escogido se incorpora a un modelo matemático para obtener las fuerzas en los elementos aplicando el análisis estructural.

El objetivo básico en el modelaje analítico de la estructura de un puente es proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura que satisfaga un particular diseño para determinar la respuesta de la misma. El modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las solicitaciones a que estará expuesta.¹³

El modelo debe describir la geometría, la masa, las condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación de la respuesta. La mejor descripción de la geometría del puente en estudio debe comprender un modelo de cada uno de los elementos estructurales y que represente su relación física y de espacio con otros elementos.

¹³ www.construaprende.com/tesis06/capitulo-3-modelos-y-casos-de-dano,14/10/2010

Teniendo en consideración las propiedades de los materiales, la función estructural, las condiciones ambientales y estéticas, se realizan modificaciones geométricas en el análisis del modelo y se repiten una y otra vez los procesos de resolución hasta obtener una alternativa de solución factible, de tal manera, que produzca un equilibrio satisfactorio entre la relación del tipo de material, la economía, las necesidades y posibilidades económicas del cliente y otras consideraciones arquitectónicas.

2.5.2.10 ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

2.5.2.10.1 ANALISIS Y DISEÑO DEL TABLERO

En el presente trabajo se considera que la losa será armada perpendicular al tráfico, apoyada sobre las vigas principales de acero, buscando siempre que trabajen como un conjunto; de forma tal que las vigas principales trabajen como una "I". Para los diferentes estados límites se podrá utilizar diferentes métodos de análisis que pueden ser refinados o aproximados.

a) Predimensionamiento de la Losa

El ancho de la sección transversal dependerá del ancho de vía por la cual circularán los vehículos. La AASHTO establece que el peralte mínimo de la losa no será menor de 175mm; excluyendo el pulido.

b) Momentos en la Losa

Se calcularán tanto los momentos que generan el peso propio y las sobrecargas; para el análisis de la sobrecarga vehicular se utilizará la línea de influencia.

- **Línea de Influencia**

Es una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma. Las líneas de influencia se utilizan primordialmente para calcular ciertas fuerzas y determinar posiciones de cargas vivas que produzcan fuerzas críticas o máximas.¹⁴

¹⁴ http://civilestructuras.blogspot.com/2008_05_01_archive.html, 18/11/2010

c) Diseño

Se utilizará el método de diseño tradicional, el cual se basa en la flexión y es aplicable para losas de hormigón que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección; las solicitaciones debidas a la sobrecarga se determinarán utilizando el método de franjas, este método consiste en subdividir la losa o tablero en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo. Para determinar los anchos de las franjas se consideran los efectos de flexión en la dirección secundaria y la torsión sobre la distribución de las solicitaciones internas, con el fin de obtener solicitaciones de flexión que se aproximen a las que se obtendrán mediante un método de análisis refinado.

d) Ancho de Franjas Equivalentes

Este valor dependerá del tipo de tablero a construir y se tendrá en cuenta lo siguiente:¹⁵

- Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las franjas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles.
- Las franjas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

Para el caso del presente trabajo se considera un tablero de concreto armado colocado in situ, cuya armadura principal estará perpendicular al tráfico; por lo tanto se utilizará las siguientes fórmulas:

$$\text{Ancho de franja en voladizo} : 1140 + 0.833X \quad (\text{F.2.3})$$

$$\text{Ancho de franja para momentos positivos} : 660 + 0.55S \quad (\text{F.2.4})$$

$$\text{Ancho de Franja para momentos negativos:} \quad 1220 + 0.25S \quad (\text{F.2.5})$$

Donde:

X= Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

S= Separación de los elementos de apoyo (mm)

¹⁵ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 4.6.2.1.3.

e) Factor de presencia múltiple

Se aplica a la sobrecarga y su valor depende del número de carriles cargados a considerar durante el análisis. El factor de presencia múltiple no se aplica para el estado límite de fatiga en donde se utiliza un camión de diseño independiente del número de carriles. Las Especificaciones AASHTO indican que las cargas peatonales se consideran como un carril cargado, el cual se puede combinar con la sobrecarga vehicular, con la finalidad de obtener solicitaciones máximas sobre la estructura.

Para el análisis se deberá considerar:¹⁶

- El efecto de un carril cargado.
- El efecto de tres o más carriles cargados.

Tabla 2.6: Factor de Presencia Múltiple (m)

NUMERO DE VIAS CARGADAS	FACTOR DE MULTIPLE PRESENCIA VEHICULAR, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Manual de Diseño de Puentes – MTC

f) Aplicación de la Sobrecarga Vehicular de Diseño

Para el diseño del vuelo del tablero, el camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 300 mm a partir de la cara del sardinel o baranda.

g) Armadura de Distribución

La losa debe disponer de una armadura en la dirección secundaria; esta armadura se calcula como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo. Teniendo en consideración que la armadura principal que está perpendicular al tráfico, las especificaciones AASHTO señalan que para este caso se utilizará la siguiente fórmula:¹⁷

¹⁶ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 3.6.1.1.2

¹⁷ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 9.7.3.2

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (\text{F.2.6})$$

Donde:

S= Separación entre vigas

2.5.2.10.2 VIGAS PRINCIPALES

La viga principal es la que va a soportar el tablero y todos los efectos que se produzcan sobre ella. El peralte total de la viga principal compuesta, para el presente trabajo que consta de un tramo simple, no será menor que 0.040L, según lo especificado en la tabla 2.5.2.6.3.1 del manual del MTC.

a) Consideraciones para Sobrecarga

- **Distribución de cargas o concentraciones de cargas**

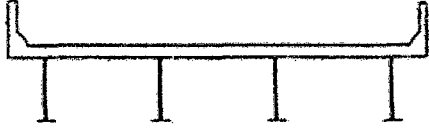



Las especificaciones AASHTO en su Artículo 3.6.1.2.6, señala que en el sentido transversal, la carga por ancho de vía debe ser incrementada en un porcentaje que depende de la separación de vigas y de sus materiales. Los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto cuando se utilicen los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores se encuentran incorporados en los factores de distribución. Para el estado límite de fatiga, las solicitaciones se deberán dividir por 1.20.

b) Requisitos para la aplicación del Factor de distribución de cargas.

El artículo 4.6.2.2 de la AASHTO establece los siguientes requisitos:

- El ancho del tablero es constante.
- El número de vigas no es menor que cuatro.
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.
- La parte de vuelo correspondiente a la calzada, d_e , no es mayor que 910 mm.
- La curvatura en planta es menor que 12°.
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la tabla 2.7.

Tabla 2.7: Superestructuras habituales

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCION TRANSVERSAL TIPICA
Viga de Acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD

c) Factor de Distribución Lateral de cargas - Momentos

- **Momentos en vigas longitudinales interiores**

Para determinar los factores de distribución para los momentos flexionantes por carga viva para las vigas interiores, se empleará las siguientes expresiones:¹⁸

Un carril de diseño cargado

$$g_{\text{momento_int}} = 0.6 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0.1} \tag{F.2.7}$$

¹⁸ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 4.6.2.2.2b

Dos carriles de diseño cargados

$$g_{\text{momento_int}} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (\text{F.2.8})$$

Donde:

$g_{\text{momento_int}}$ = Coeficiente de distribución de momentos para viga interior

S = Espaciamiento entre vigas

L = Longitud de viga

K_g = Parámetro de Rigidez longitudinal

t_s = Espesor de Losa

$$K_g = n(I + Ae_g) \quad (\text{F.2.9})$$

Donde:

n = Relación modular de la viga respecto a la losa

I = Inercia de la viga

A = Área de la viga

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la losa y viga

- **Momentos en vigas longitudinales exteriores**

Para el caso de vigas exteriores, se utilizará las siguientes expresiones:¹⁹

Un carril de diseño cargado se utilizará la ley de momentos

Dos carriles de diseño cargados

$$g_{\text{momento_ext}} = e \cdot g_{\text{momento_int}} \quad (\text{F.2.10})$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \quad (\text{F.2.11})$$

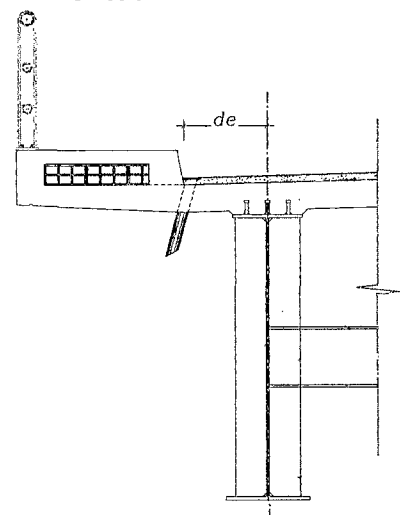


Figura 2.12. Distancia d_e

¹⁹ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 4.6.2.2d

Donde:

- $g_{\text{momento_ext}}$ = Coeficiente de distribución de momentos para viga exterior
 d_e = Distancia del inicio de calzada al eje de viga exterior
 e = Excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas

d) Factor de distribución Lateral de Cargas - Corte

- **Cortante en vigas longitudinales interiores**

Los factores de distribución para las fuerzas cortantes por carga viva para las vigas interiores se determinarán según las siguientes expresiones:²⁰

Para un carril de diseño cargado

$$g_{\text{cortante_int}} = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad (\text{F.2.12})$$

Para dos carriles de diseño cargados

$$g_{\text{cortante_int}} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0} \quad (\text{F.2.13})$$

Donde:

- $g_{\text{cortante_int}}$ = Coeficiente de distribución de cortantes para viga interior

- **Cortante en vigas longitudinales exteriores**

Los factores de distribución para las fuerzas cortantes por carga viva para las vigas exteriores se determinan con las siguientes expresiones:²¹

Para un carril de diseño cargado utilizar la ley de momentos.

Para dos carriles de diseño cargados

$$g_{\text{cortante_ext}} = e \cdot g_{\text{cortante_int}} \quad (\text{F.2.14})$$

²⁰ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 4.6.2.2.3a

²¹ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 4.6.2.2.3b

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} \quad (\text{F.2.15})$$

Donde:

$g_{\text{cortante_ext}}$ = Coeficiente de distribución de cortantes para viga exterior

e) Aplicación de la Sobrecarga Vehicular de Diseño

El centro de carga de la rueda se ubicará a 600mm a partir del borde del carril de diseño, en conformidad con lo indicado en el artículo 3.6.1.3.1 de las especificaciones AASHTO, el cual se aplicará tanto para el tándem como para el camión de diseño.

2.5.2.10.3 CALCULOS FUNDAMENTALES PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXION

a) Momento plástico

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se determinará de la siguiente manera.²²

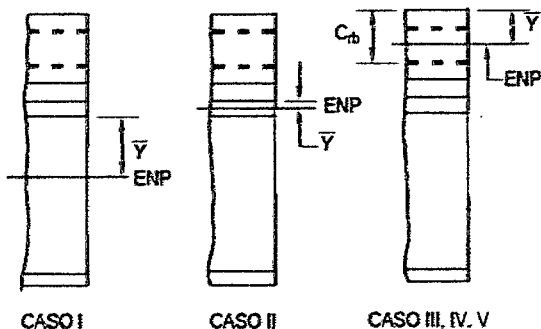
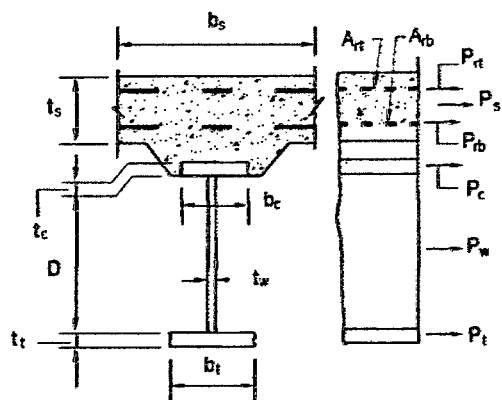
- Calcular las fuerzas en los elementos y usarlas para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, el ala superior o el tablero de hormigón.
- Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el primer paso.
- Calcular Momento plástico. En la figura 2.13 se indican las ecuaciones para los casos más habituales en la práctica.

²² Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE D

Figura 2.13: CALCULO DEL MOMENTO PLASTICO Y EL EJE NEUTRO PLASTICO EN FLEXION POSITIVA

CASO	ENP ³	CONDICION	\bar{Y}, M_p
I	En el alma	$P_r + P_w \geq P_s + P_c + P_w + P_t$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2} \right) \left[\frac{P_r - P_s - P_c - P_w - P_t}{P_r} - 1 \right]$ $M_p = \frac{P_r}{2D} \left[\bar{Y}^2 - (D - \bar{Y})^2 \right] - [P_s d_s - P_c d_c - P_w d_w - P_t d_t]$
II	En el ala superior	$P_r + P_s + P_c \geq P_w + P_t + P_r$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_s}{2} \right) \left[\frac{P_r - P_s - P_c - P_w - P_t}{P_r} - 1 \right]$ $M_p = \frac{P_r}{2t_s} \left[\bar{Y}^2 - (t_s - \bar{Y})^2 \right] - [P_s d_s - P_c d_c - P_w d_w - P_t d_t]$
III	Tablero de hormigón debajo de P_r	$P_r + P_s + P_c \geq \left(\frac{C_r}{t_r} \right) P_r + P_w + P_t$	$\bar{Y} = (t_r) \left[\frac{P_r - P_s - P_c - P_w - P_t}{P_r} - 1 \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y} P_r}{2t_r} \right) - [P_s d_s - P_c d_c - P_w d_w - P_t d_t]$
IV	Tablero de hormigón en P_r	$P_r + P_s + P_c - P_w \geq \left(\frac{C_r}{t_r} \right) P_r - P_t$	$\bar{Y} = C_r$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y} P_r}{2t_r} \right) - [P_s d_s - P_w d_w - P_t d_t]$
V	Tablero de hormigón encima de P_r debajo de P_s	$P_r + P_s + P_c - P_w \geq \left(\frac{C_r}{t_r} \right) P_r + P_t$	$\bar{Y} = (t_r) \left[\frac{P_s - P_r - P_c - P_w - P_t}{P_r} - 1 \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y} P_r}{2t_r} \right) - [P_s d_s - P_c d_c - P_w d_w - P_t d_t]$
VI	Tablero de hormigón en P_s	$P_r + P_s + P_c - P_w \geq \left(\frac{C_r}{t_r} \right) P_r - P_t$	$\bar{Y} = C_r$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y} P_r}{2t_r} \right) - [P_s d_s - P_w d_w - P_t d_t]$
VII	Tablero de hormigón encima de P_r	$P_r + P_s + P_c + P_w + P_t < \left(\frac{C_r}{t_r} \right) P_r$	$\bar{Y} = (t_r) \left[\frac{P_s + P_r - P_c - P_w - P_t}{P_r} - 1 \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y} P_r}{2t_r} \right) - [P_s d_s - P_c d_c - P_w d_w - P_t d_t]$

ENP: Eje Neutro Plástico



donde:

$$P_r = F_{yr} A_r$$

$$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s$$

$$P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} b_c t_c$$

$$P_w = F_{yw} D t_w$$

$$P_t = F_{yt} b_t t_t$$

b) Momentos de Fluencia

1. Secciones compuestas en flexión positiva

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva es la sumatoria de los momentos aplicados separadamente al acero y a las secciones compuestas a corto y largo plazo en cualquiera de las alas de acero en el Estado Límite de Resistencia. Para este cálculo se desprecia la flexión lateral de las alas.

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se puede determinar de la siguiente manera:²³

- Calcular el momento M_{D1} provocado por la carga permanente mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o vuelto compuesto. Aplicar este momento a la sección de acero.
- Calcular el momento M_{D2} provocado por el resto de la carga permanente mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.
- Calcular el momento adicional M_{AD} que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para.
- Provocar fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero.
- El momento de fluencia la suma del momento o debido a todas las cargas permanentes más el momento adicional.

Simbólicamente, el procedimiento se puede expresar de la siguiente manera:

- Resolver para M_{AD} de la siguiente ecuación:

$$F_{xf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (\text{F.2.16})$$

- Luego calcular:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (\text{F.2.17})$$

Donde:

S_{NC} = módulo resistente de la sección no compuesta (mm^3)

S_{ST} = módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo (mm^3)

²³ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE D6.2.2

SLT = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo (mm^3)

MD1, MD2, MAD = momentos debidos a las cargas mayoradas aplicados a las secciones correspondientes (N-mm).

M_y se deberá tomar como el menor valor calculado para el ala de compresión, M_{yc} , o el ala de tracción, M_{yt} .

c) Profundidad comprimida del alma

1. En el rango elástico (D_c)

La profundidad comprimida del alma en el rango elástico, D_c , es la suma algebraica de las tensiones en el acero, la sección compuesta a largo plazo y la sección compuesta a corto plazo debidas a las cargas permanentes y sobrecargas más las cargas de impacto.²⁴

$$D_c = \left[\frac{-f}{f_c + f_t} \right] d - t_{fc} \geq 0 \quad (\text{F.2.18})$$

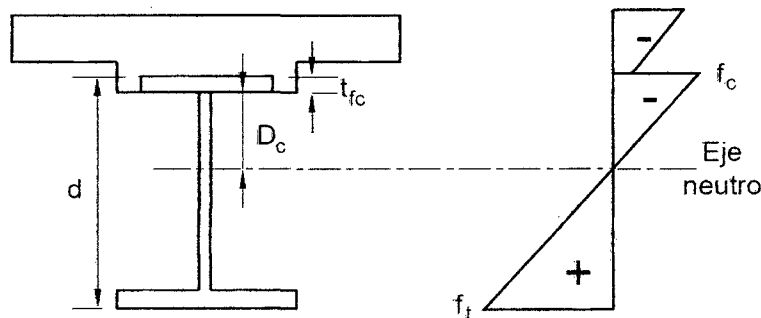


Figura 2.14: Ubicación de eje Neutro

Donde:

d = Profundidad de la sección de acero (mm)

f_c = Sumatoria de las diferentes tensiones de flexión en el ala de compresión provocadas por las diferentes cargas (MPa).

f_t = Sumatoria de las diferentes tensiones en el ala de tracción provocadas por las diferentes cargas (MPa).

²⁴ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE D6.3.1

2. Cuando se produce el momento plástico (D_{cp})

La profundidad comprimida del alma cuando se produce el momento plástico, D_{cp} , se calcula cuando el eje neutro plástico se encuentra en el alma utilizando la siguiente fórmula:²⁵

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt} A - F_{yt} A_c - 0.85 f'_c A_c - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} + 1 \right] \quad (\text{F.2.19})$$

Donde:

A_c = área del ala de compresión (mm^2)

A_{rs} = área total de la armadura longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón (mm^2)

A_s = área del tablero de hormigón (mm^2)

A_t = área del ala de tracción (mm^2)

A_w = área del alma (mm^2)

D_{cp} = profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico (mm)

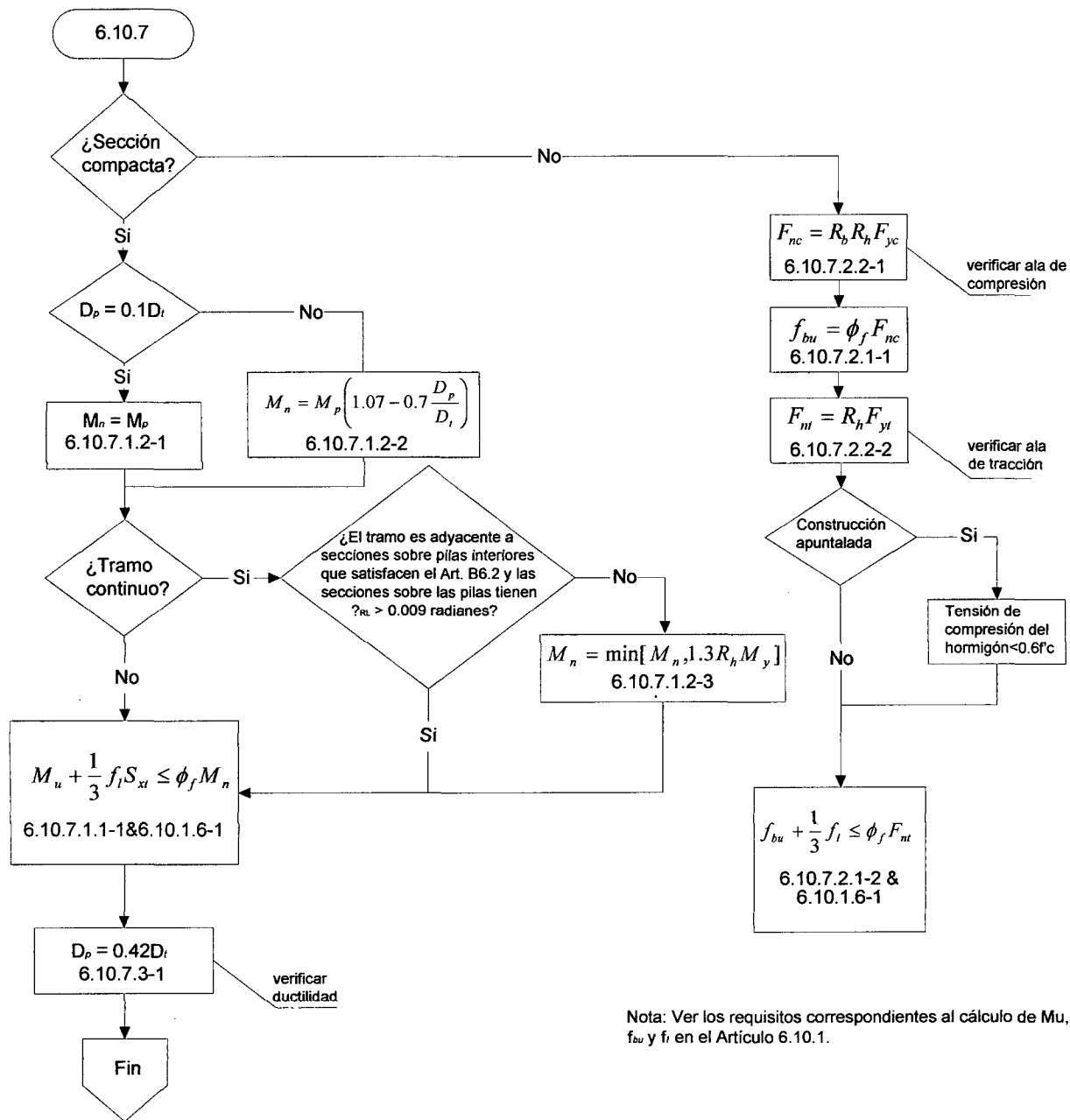
F_{yrs} = mínima resistencia a la fluencia especificada de la armadura longitudinal (MPa)

Cuando el eje neutro tiene una ubicación fuera del alma de la viga, D_{cp} , se toma igual a cero.

A continuación presento un diagrama de flujo con los pasos a seguir para la verificación de las propiedades de los elementos en flexión positiva.

²⁵ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE D6.3.2

Figura 2.15: DIAGRAMA DE FUJO PARA SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXION POSITIVA



Nota: Ver los requisitos correspondientes al cálculo de M_u , f_{bu} y f_t en el Artículo 6.10.1.

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE C6.4.5

2.5.2.10.4 VERIFICACION DE LOS ESTADOS LIMITE

2.5.2.10.4.1 VERIFICACION PARA EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

La viga debe verificarse en la región de momento positivo para el Estado Límite de Servicio y el control de las deflexiones permanentes. Esta verificación se propone para prevenir las deflexiones permanentes inaceptables debido a cargas severas de tráfico esperado que dañarían la transitabilidad. El Estado Límite de Servicio II es usado para este chequeo.

La solicitación mayorada total para el Estado Límite de Servicio II es:

$$Q = \eta_i [1.00(DC + DW) + 1.30(LL + IM)] \quad (F.2.20)$$

a) Flexión

La AASHTO señala que las alas deben satisfacer los siguientes requisitos.²⁶

- Para el ala de acero superior de las secciones compuestas:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (F.2.21)$$

- Para el ala de acero inferior de las secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (F.2.22)$$

- Para ambas alas de acero de las secciones no compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80 R_h F_{yf} \quad (F.2.23)$$

Donde:

f_f = Tensión en el ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II (MPa).

f_l = Tensión de flexión lateral del ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio.

R_h = Factor de hibridez.

²⁶ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.4.2.2, Art. 6.10.1.10.1

b) Factor de hibridez, R_h

Una viga híbrida es aquella donde el alma tiene una resistencia a la fluencia menor que el de una o ambas alas; para las secciones homogéneas, R_h se toma igual a 1. Caso contrario, el factor de hibridez se calculará como:

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad \text{donde:} \quad \beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}} \quad (\text{F.2.24})$$

ρ = Menor valor de F_{yw}/f_n y 1.0

Donde:

A_{fn} = Sumatoria del área del ala y el área de cualquier cubrejuntas del lado del eje neutro correspondiente a D_n (mm^2).

D_n = Mayor de las distancias entre el eje neutro elástico de la sección transversal y la cara interna de cualquiera de las alas (mm).

f_n = La mayor de las mínimas resistencias a la fluencia de cada componente incluido en el cálculo de A_{fn} (MPa).

c) Proporciones del alma

El artículo 6.10.2.1 de la AASHTO señala que las almas se deben dimensionar para satisfacer los siguientes límites de proporción:

$$\text{Sin rigidizador Longitudinal:} \quad \frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (\text{F.2.25.a})$$

$$\text{Con rigidizador Longitudinal:} \quad \frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (\text{F.2.25.b})$$

d) Proporciones de las Alas

El artículo 6.10.2.2 de la AASHTO señala que las almas se deben dimensionar para satisfacer los siguientes límites de proporción:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (\text{F.2.26.a})$$

$$b_f \leq \frac{D}{6} \quad (\text{F.2.26.b})$$

$$t_f \leq 1.1t_w \quad (\text{E.2.26.c})$$

e) Ancho efectivo de Alas

Se utilizará para el metrado de cargas y en ausencia de un análisis mas refinado:²⁷

Para vigas interiores, el ancho efectivo del ala puede ser tomado como el menor de:

- $\frac{1}{4}$ de la longitud efectiva del tramo
- 12 veces el espesor promedio de la losa más el mayor espesor del alma ó $\frac{1}{2}$ del ancho del ala superior de la viga, o
- El espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

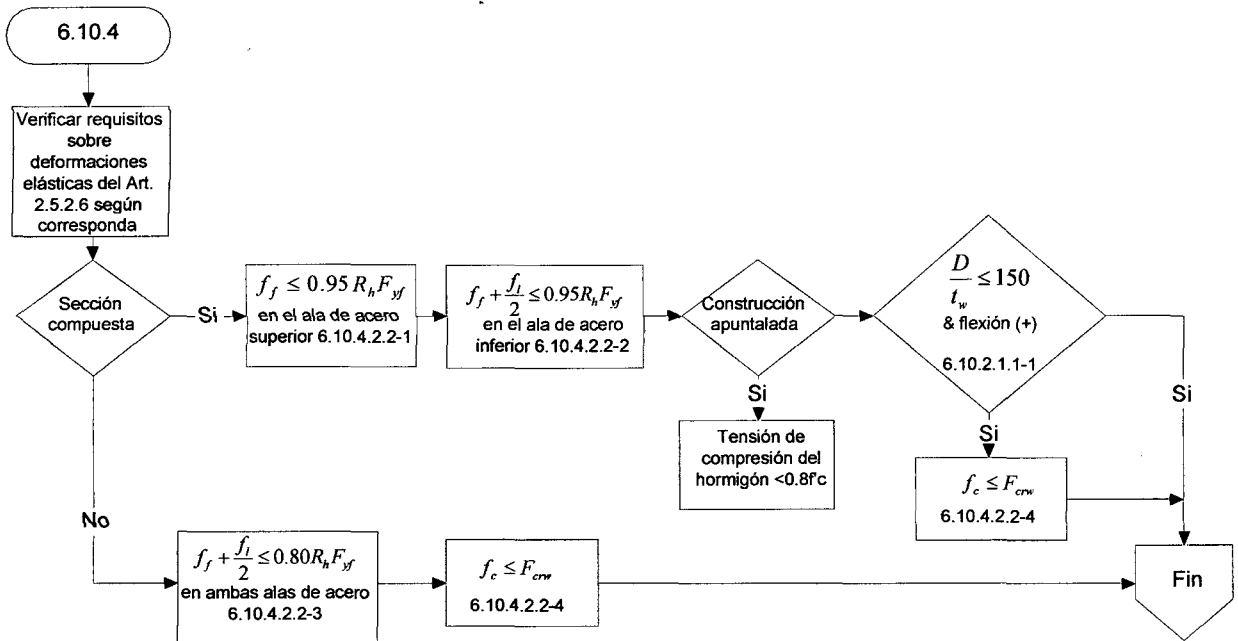
Para vigas exteriores, el ancho efectivo del ala puede ser tomado como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente más el menor de:

- $\frac{1}{8}$ de la longitud efectiva del tramo
- 6 veces el espesor promedio de la losa más el mayor de la mitad del espesor del alma o $\frac{1}{4}$ del ancho del ala superior de la viga de estudio, o
- El ancho del volado.

Para ilustrar mejor el procedimiento para realizar la verificación por el estado límite de servicio, se muestra a continuación un diagrama de flujo con los pasos a seguir.

²⁷ Manual de Diseño de Puentes-MTC, Art.2.9.1.3.2.2.f

Figura 2.16: DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO



Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE C6.4.2

2.5.2.10.4.2 VERIFICACION PARA EL ESTADO LIMITE DE FATIGA

a) Requisito especial sobre fatiga aplicable a las almas

La carga de fatiga factorizada se deberá tomar igual a dos veces el valor calculado usando la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga.²⁸

La sollicitación mayorada total para el Estado Límite de Fatiga es:

$$Q = \eta_i [0.75(LL + IM)] \quad (F.2.27)$$

El artículo 6.10.5 de las especificaciones AASHTO establece que el cortante debe investigarse por fatiga, debiendo satisfacer los siguientes requisitos:

$$V_u \leq V_{cr} \quad (F.2.28)$$

²⁸ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.5.3

Donde:

V_u = Corte en el alma en la sección considerada debido a la carga permanente no mayorada más la sobrecarga de fatiga (N)

V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte (N).

La resistencia nominal al corte de almas con o sin rigidizadores debe ser tomado como:

$$V_n = V_{cr} = CV_p \quad \text{en el cual:} \quad V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (\text{F.2.29})$$

Donde:

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte

V_p = Fuerza de corte plástico (N)

La relación C se determina cómo se especifica el artículo 6.9.10.9.3.2 del LRFD:

$$\bullet \quad \text{Si} \quad \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces:} \quad C=1.0 \quad (\text{F.2.30})$$

De no haber sido satisfecha la condición anterior, se tienen dos opciones más para calcular el valor de C :

$$\bullet \quad \text{Si} \quad 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces:} \quad C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (\text{F.2.31})$$

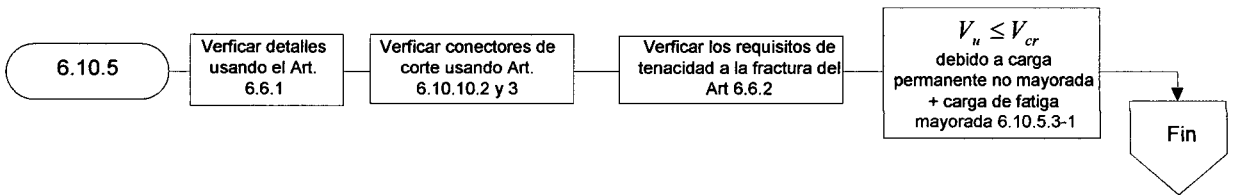
$$\bullet \quad \text{Si} \quad \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces:} \quad C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (\text{F.2.32})$$

Donde:

k = coeficiente de pandeo por corte.

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} \quad (\text{F.2.33})$$

Figura 2.17: DIAGRAMA DE FUJO PARA EL ESTADO LIMITE DE FATIGA Y FRACTURA



Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE C6.4.3

2.5.2.10.4.3 VERIFICACION PARA EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

a) Resistencia Nominal a la Flexión

Secciones compuestas en flexión positiva

Las secciones compuestas deben ser clasificadas como secciones compuestas compactas:²⁹

- Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 485 MPa.
- La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{F.2.34})$$

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico

Secciones Compactas

Sección compacta es aquella que puede desarrollar el momento plástico sin que se produzca el pandeo en la sección. Las secciones Compactas deben satisfacer los siguientes requisitos:³⁰

²⁹ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.6.2.2

³⁰ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.7.1

En el Estado Límite de Resistencia la sección deberá satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (\text{F.2.35})$$

Donde:

ϕ_f = factor de Resistencia para flexión

f_l = Tensión de flexión lateral del ala (MPa)

M_n = Resistencia nominal a la flexión de la sección (N-mm)

M_u = Momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal (N-mm)

M_{yt} = Momento de fluencia con respecto al ala de tracción (N-mm)

S_{xt} = Módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor hasta el ala de tracción tomado como M_{yt}/F_{yt} (mm³)

La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como:³¹

$$\text{Si } D_p \leq 0.1D_t, \quad \text{Entonces:} \quad M_n = M_p \quad (\text{F.2.36})$$

$$\text{Caso contrario:} \quad M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (\text{F.2.37})$$

Donde:

D_p = Distancia entre la cara superior del tablero de hormigón y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (mm).

D_t = Profundidad total de la sección compuesta (mm).

M_p = Momento plástico de la sección compuesta (N-mm).

Requisito de ductilidad

Las secciones compactas y no compactas deberán satisfacer:³²

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (\text{F.2.38})$$

Donde:

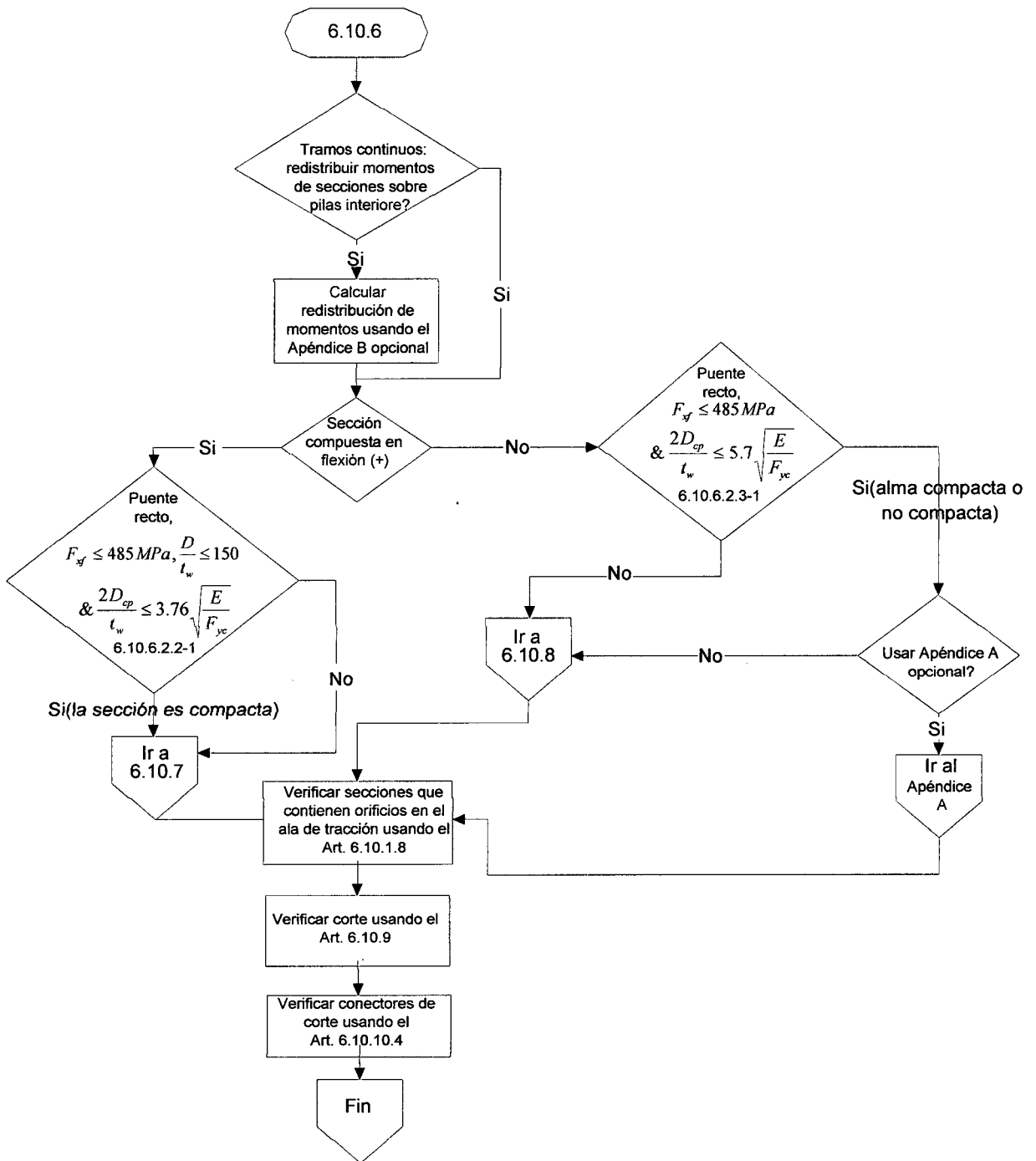
D_p = Distancia entre la cara superior del tablero de hormigón y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (mm)

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm)

³¹ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.7.1.2

³² Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.7.3

Figura 2.18: DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA



Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APENDICE C6.4.4

2.5.2.10.5 VIGAS DIAFRAGMA

Se diseñan para absorber los momentos de torsión ocasionados por las sobrecargas. Se colocan en los puentes para unir a las vigas principales y transmitir las fuerzas laterales, el desplazamiento y la distorsión a los puntos de apoyo, dando uniformidad a toda la estructura, haciéndolo trabajar como un todo. La viga diafragma, en todo momento debe estar separada de la losa del puente, para permitir las rotaciones de ambos elementos.

El análisis se hará siguiendo las especificaciones técnicas de la AASHTO. Por peso propio, se analiza como viga continua apoyada en vigas principales.

Para la sobrecarga se seguirá el procedimiento siguiente:

- Longitudinalmente se carga la viga principal y se considera simplemente apoyada en cada viga diafragma; y se calcula la máxima reacción en esta.
- Transversalmente, se carga el puente y se calcula la reacción normalizada, la que se calcula a la sumatoria entre el número de vigas.

2.5.2.10.6 RIGIDIZADORES

Son elementos para rigidizar el alma de la estructura y son de tres clases: intermedios, longitudinales y de apoyo. Estos elementos pueden ir remachados o soldados al alma, generalmente su conexión con los patines es a presión debiendo las superficies en contacto estar lo más lisas posible.³³

a) Rigidizadores Intermedios

Son utilizados principalmente para dar rigidez a la viga y se colocan a una separación calculada y así formar los campos de tensión. Cuando se tiene un cortante en una sección de la viga se producen tensiones y compresiones diagonales que pueden generar el pandeo del alma, en este momento es que son necesarios los rigidizadores; su función es crear tableros en la viga que resistan cortantes incrementadas o crear campos de tensión para resistir la compresión diagonal.³⁴

³³ Torrejón Meza Rovalino, *Diseño de la Superestructura de un Puente de Sección Compuesta*, página 42

³⁴ <http://estructurasacero.blogspot.com/>, 18/10/2010

Ancho saliente

El ancho de un rigidizador transversal intermedio, placa o ala sobresaliente de un ángulo, debe ser, por lo menos:³⁵

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} \quad (\text{F.2.39})$$

$$16b_t \geq b_t \geq b_f/4 \quad (\text{F.2.40})$$

Donde:

b_f = Ancho total del ala de compresión más ancha dentro de la sección (mm).

d = Profundidad total de la sección de acero (mm)

t_p = Espesor de un elemento rigidizador saliente (mm)

El borde exterior de todos los rigidizadores transversales deberá estar a una distancia mayor o igual que 25 mm del borde exterior de cualquiera de las alas.

Momento de Inercia

Según el artículo 6.10.11.1.3 de la AASHTO, el momento de inercia de cualquier rigidizador transversal debe satisfacer:

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J \quad (\text{F.2.41})$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_0} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \quad (\text{F.2.42})$$

Donde:

J = Relación requerida entre la rigidez de un rigidizador y la de la placa de alma.

d_0 = Separación entre rigidizadores transversales (mm).

I_t = Momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴)

Área

Los rigidizadores transversales intermedios que deban soportar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensiones del alma deberán satisfacer:³⁶

³⁵ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.1.2

³⁶ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.1.4

$$A_s \geq \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1-C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw} t_w^2}{F_{crs}} \quad (\text{F.2.43})$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (\text{F.2.44})$$

Donde:

F_{crs} = Tensión de pandeo local elástico para el rigidizador (MPa)

ϕ_v = Factor de Resistencia para corte.

A_s = Área del rigidizador; área total de ambos rigidizadores en el caso de los rigidizadores utilizados de a pares (mm^2)

B = 1.0 para pares de rigidizadores

= 1.8 para rigidizadores simples

= 2.4 para rigidizadores de placa simple

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte

F_{ys} = Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

V_n = Resistencia nominal al corte determinada para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N)

V_u = Corte debido a las cargas mayoradas en el Estado Límite de Resistencia (N)

b) Rigidizadores de apoyo

Son un tipo especial de columnas, que soporta la carga conjuntamente con el alma y se utiliza donde existen cargas concentradas grandes o en los apoyos como su nombre lo indica. Estos rigidizadores se usan por pares, uno a cada lado del alma y se deben extender tan próximos como sea posible hasta los bordes exteriores de las alas.³⁷

La separación de los rigidizadores transversales en los paneles extremos con o sin rigidizadores longitudinales no deberá ser mayor que 1.5D.

³⁷ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.2

Ancho saliente

El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:³⁸

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} \quad (\text{F.2.45})$$

Donde:

F_{yt} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

t_p = espesor del elemento rigidizador saliente (mm)

Resistencia al aplastamiento

La resistencia al aplastamiento factorizada para los rigidizadores de apoyo será:³⁹

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n, \quad \text{donde:} \quad (R_{sb})_n = 1.4A_{pn}F_{ys} \quad (\text{F.2.46})$$

Dónde:

$(R_{sb})_n$ = Resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo (N)

ϕ_b = Factor de Resistencia para aplastamiento

A_{pn} = Área de los elementos de un rigidizador que sobresalen más allá de las soldaduras de filete entre el alma y un ala pero no más allá del borde del ala (mm²)

F_{ys} = Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo

La resistencia axial mayorada, P_r , se determinará usando la mínima resistencia a la fluencia especificada de las placas rigidizadoras, F_{ys} . El radio de giro se calculará respecto de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se deberá tomar igual a $0.75D$, siendo D la profundidad del alma.⁴⁰

$$P_r = \phi_c P_n \quad (\text{F.2.47})$$

Dónde:

P_n = resistencia nominal a la compresión según corresponda (N)

ϕ_c = factor de Resistencia para compresión

³⁸ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.2.2

³⁹ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.2.3

⁴⁰ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.2.4

Relación de esbeltez limite

Los elementos solicitados a compresión deben satisfacer los requisitos de esbeltez especificados en el artículo 6.9.3 de las especificaciones AASHTO:

- Para elementos principales..... $Kl/r \leq 120$
- Para elementos de arriostramiento..... $Kl/r \leq 140$

Donde:

K = factor de longitud efectiva

ℓ = longitud no arriostrada (mm)

r = mínimo radio de giro (mm)

Verificación de la relación ancho/espesor:⁴¹

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F.2.48})$$

Donde:

k = coeficiente de pandeo de placas como se especifica en el cuadro 2.8

b = ancho de la placa (mm)

t = espesor de la placa (mm)

⁴¹ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.9.4.2

Tabla 2.8: Coeficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial

Placas apoyadas a lo largo de un borde	k	b
Alas y ramas salientes o placas	0.56	En las secciones doble Te laminadas, semiancho de ala
		En las secciones tipo canal, ancho de ala total
		En las placas, distancia entre el borde libre y la primera línea de bulones o soldaduras
		Para los pares de perfiles tipo ángulo simple en contacto continuo, ancho total de una rama saliente
Almas de las secciones Te laminadas	0.75	Profundidad total de la Te
Otros elementos salientes	0.45	En los puntales compuestos por un único perfil tipo ángulo simple o por dos perfiles tipo ángulo simple con separador, ancho total de la rama saliente
		Para otros elementos, totalidad del ancho saliente
Placas apoyadas a lo largo de dos bordes	k	b
Alas de secciones tipo cajón y cubrejuntas	1.40	Para las alas de secciones tipo cajón, distancia libre entre almas menos el radio de la esquina interna a cada lado
		Para los cubrejuntas en alas, distancia entre líneas de soldaduras o bulones
Almas y otros elementos tipo placa	1.49	Para las almas de las vigas laminadas, distancia libre entre almas menos los radios de los chaflanes
		Para todos los demás elementos, distancia libre entre apoyos de borde
Cubrejuntas perforados	1.86	Distancia libre entre apoyos de borde

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.9.4.2

Resistencia nominal a la compresión

La resistencia nominal a la compresión, P_n , se debe tomar como:⁴²

- Si $\lambda \leq 2.25$, Entonces: $P_n = 0.66^\lambda F_y A_g$ (F.2.49)

- Si $\lambda > 2.25$, Entonces: $P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda}$ (F.2.50)

⁴² Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.9.4.2

Siendo:

$$\lambda = \left(\frac{kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (\text{F.2.51})$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección transversal (mm^2)

F_y = Mínima resistencia a la fluencia especificada (MPa)

E = Módulo de elasticidad (MPa)

K = Factor de longitud efectiva

ℓ = Longitud no arriostrada (mm)

r_s = Radio de giro respecto del plano de pandeo (mm)

Sección efectiva

Para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, la sección de columna efectiva consiste en los dos elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extiende hasta $9tw$ a cada lado de los rigidizadores.⁴³

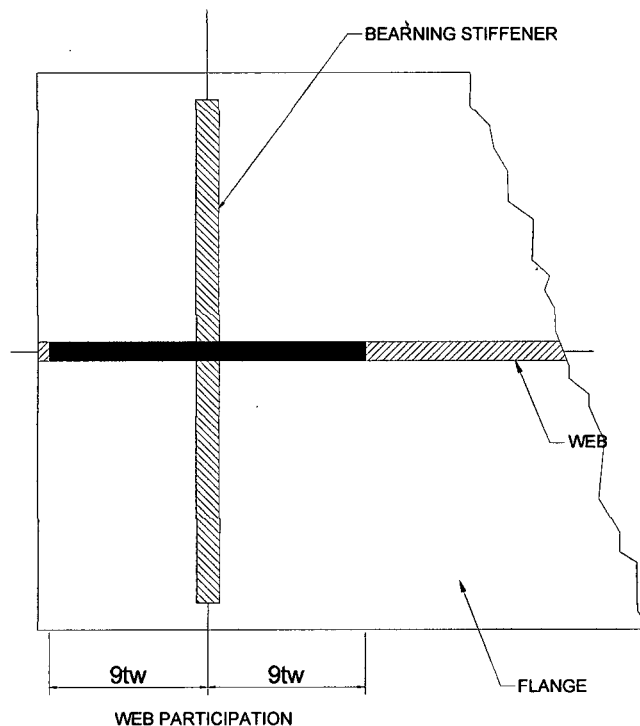


Figura 2.19: Sección efectiva

⁴³ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.11.2.4b

2.5.2.10.7 CONECTORES

Son dispositivos que sirven como unión entre la viga metálica y la losa de concreto de manera que impide la separación vertical entre ambos y logrando así que trabajen en forma conjunta. Se diseñan para resistir toda la fuerza cortante entre la viga y la losa, originada por la sobrecarga más el impacto, debiendo ser capaces de resistir los movimientos tanto verticales como horizontales entre el acero y el hormigón.

2.5.2.10.7.1 DISEÑO DE CONECTORES

Las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD establecen que los conectores se diseñan por el estado límite de Fatiga y se realiza la verificación por resistencia.

Separación Longitudinal entre conectores.

La separación de los conectores debe satisfacer:⁴⁴

$$p = \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad \text{en el cual:} \quad V_{sr} = \frac{V_f Q}{I} \quad (\text{F.2.52})$$

Donde:

I = Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4).

n = Número de conectores de corte en una sección transversal.

p = Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm).

Q = Momento estático del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3).

V_f = Cortante vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga (N).

Z_r = Resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N).

La separación entre los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

Separación transversal

La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno debe ser mayor que 4.0 diámetros del perno medidos en forma transversal y la distancia libre entre el borde del ala y el perno debe ser menor que 25mm.

⁴⁴ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.10.1

Resistencia a la fatiga

La resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual, Z_r , se calculará como:⁴⁵

$$Z_r = \alpha d^2 \geq (38/2)d^2 \quad (\text{F.2.53})$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad (\text{F.2.54})$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (\text{F.2.55})$$

Donde:

d = diámetro del perno (mm)

N = número de ciclos

n = número de ciclos por pasada de camión

$(ADTT)_{SL} = ADTT$ en un único carril

2.5.2.10.7.2 VERIFICACION POR RESISTENCIA

La resistencia nominal al corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se tomará como:⁴⁶

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (\text{F.2.56.a})$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (\text{F.2.56.b})$$

Donde:

A_{sc} = Área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno (mm^2)

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón del tablero determinado (MPa)

F_u = Mínima resistencia al a tracción especificada de un conector de corte tipo perno (MPa).

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte, n , se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (\text{F.2.57})$$

Donde:

P = fuerza de corte nominal total determinada como (N)

Q_r = resistencia al corte mayorada de un conector de corte (N)

⁴⁵ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.10.2

⁴⁶ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.10.10.4.3

2.5.2.10.8 CONEXIONES

Es la unión de más de un miembro, de manera que permitan que la carga siga su flujo ordenado y continuo. Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Los elementos se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada.⁴⁷

2.5.2.10.8.1 CONEXIONES ATORNILLADAS

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura.⁴⁸

1) Pernos de alta resistencia

Su resistencia a la tensión es varias veces la de los tornillos ordinarios. Son utilizados en todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta rascacielos y puentes monumentales.

2) Ventajas de tornillos de Alta resistencia

- Las juntas atornilladas buenas pueden realizarlos hombres con menos entrenamiento y experiencia que los requeridos para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad similar. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia pueda aprenderse en cuestión de horas.
- No requiere de pernos de montaje que deben removerse después, como en las juntas remachadas o soldadas.
- Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
- La resistencia a la fatiga es mayor que la obtenida con las juntas soldadas remachadas según demuestran las pruebas.
- Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son absolutamente simples por la facilidad de remover los tornillos.

⁴⁷ www.jjcoopsa.com.mx/reglamweb/dmetalica/nortecomd5.htm, 18/11/2010

⁴⁸ Mc. Cormac Jack C., *Diseño de Estructuras de Acero-Método LRFD*, página 369

2.5.2.10.8.2 CONEXIONES SOLDADAS

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.⁴⁹

a) Ventajas de la Soldadura

Actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que los temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo.

- La primera ventaja está en el área de la economía, permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puentes es posible ahorrar hasta en un 15% o más del peso de acero con el uso de soldadura.
- La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Una conexión remachada o atornillada puede resultar virtualmente imposible, pero una conexión soldada presentará pocas dificultades.
- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Las conexiones con remaches o tornillos, se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa.
- Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo), si se usa soldadura.
- Se usan menos piezas y como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de obra.

b) Esfuerzos permisibles de la soldadura

Los esfuerzos permisibles de tensión o compresión para el metal de la soldadura se pueden también tomar como $0.6 F_y$ respecto al metal base.⁵⁰

⁴⁹ Mc. Cormac Jack C., *Diseño de Estructuras de Acero-Método LRFD*, página 431

⁵⁰ Bowles Joseph E., *Diseño de acero estructural*, página 469

Figura 2.20: TIPOS DE SOLDADURA

SIMBOLOS BASICOS DE LA SOLDADURA

TIPOS DE SOLDADURA									
CANTO	FILETE	TAPON	PREPARACION DE LAS PIEZAS						
			RECTAN	"V"	BISEL	"U"	"J"	BOCEL DOBLE	BOCEL SIMPLE

SIMBOLOS SUPLEMENTARIOS DE LA SOLDADURA

CONAPOYO	CON ESPACIADOR	SOLDAR ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO	
				AL RAS	CONVEXO

FUENTE: Mc. Cormac Jack C., "Diseño de estructuras de acero método LRFD", página

444

Figura 2.21 SIMBOLIGIA DE SOLDADURA

SIMBOLOGIA SOLDADURA A TOPE Y ESQUINA		SIMBOLOGIA SOLDADURA A TOPE Y ESQUINA	
SECCION	SIMBOLO	SECCION	SIMBOLO

FUENTE: Estudio del Puente Carrozable la Victoria Cholocal sobre el río Cajamarquino.

2.5.2.10.9 CONTROL DE DEFLEXIONES

Según el Manual del MTC, se considerarán los siguientes criterios:

- La Carga Viva vehicular incluirá la carga dinámica permisible.
- Todos los carriles de diseño serán cargados y todos los componentes de apoyo se deflectarán igualmente.
- Para diseño de secciones de sección compuesta, la sección transversal deberá incluir el ancho total de la calzada y las partes estructuralmente continuas de las barandas, veredas y barreras.
- Se usará la posición de carga viva de la combinación I de las carga de servicio.
- La deflexión máxima por carga viva vehicular será $L/800$.

a) Deflexiones por Carga Viva Vehicular

Según el Manual de Diseño de Puentes, para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más el 25% del camión de diseño.

2.5.2.11 DISEÑO DE LOS APARATOS DE APOYO

Todas las estructuras son objeto de solicitaciones y de movimientos que varían en el espacio y en el tiempo algunos de los cuales dependen de las características propias de los materiales usados.⁵¹

El rol de un aparato de apoyo, colocado en la unión entre una estructura y su soporte, es permitir dentro de ciertos límites y bajo ciertas condiciones:

- La transmisión de esfuerzos.
- La libertad de los desplazamientos y rotaciones al mismo tiempo que garantizar la estabilidad de conjunto.

⁵¹ Bosio V Jose Luis., Lopez A. Jack, Gallo D. Eduardo, Pastor G. Manuel, Loszada C. Pedro Lainez, Puentes análisis, Diseño y Construcción, pagina CAP. III 6

2.5.2.11.1 APOYOS DE NEOPRENO CON PLACAS DE ACERO

Estos apoyos se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. Las ventajas del neopreno respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. Aunque hay apoyos de neopreno sencillos, sin placas metálicas intercaladas, los más utilizados son los laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí. La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento 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.

2.5.2.11.2 DIMENSIONAMIENTO DEL NEOPRENO

Debe ser capaz de resistir la carga total que se genera en los apoyos:

- El espesor de neopreno esta dado por:

$$e = 0.1L_p \quad (F.2.58)$$

Donde:

L_p = longitud del Neopreno

- El ancho de neopreno se calculará de la siguiente manera:

$$A = \frac{V_t}{f_c L} \quad (F.2.59)$$

Donde:

V_t = Reacción en el apoyo.

f_c = Resistencia a la compresión del Neopreno.

L = Longitud del Neopreno

2.5.2.11.3 DUREZA DEL APOYO

Una vez seleccionado el tipo óptimo de apoyo a utilizar, se deben determinar las propiedades preliminares del mismo.

La dureza del neopreno se define con la escala Shore según la resistencia a la penetración de una aguja (variando los grados de dureza Shore entre 0 y 100 desde los cuerpos blandos hasta los impenetrables) y depende de la temperatura, aumentando según disminuye ésta.

- El esfuerzo Unitario de Compresión del neopreno está dado por:

$$f_u = V_t/AL \quad (F.2.60)$$

Donde:

f_u = Esfuerzo Unitario de Compresión

El factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico, F_f , es el área en planta de la capa dividida por el área del perímetro libre para abultamiento. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa se calcula como:⁵² (LRFD Arto. 14.7.5.1)

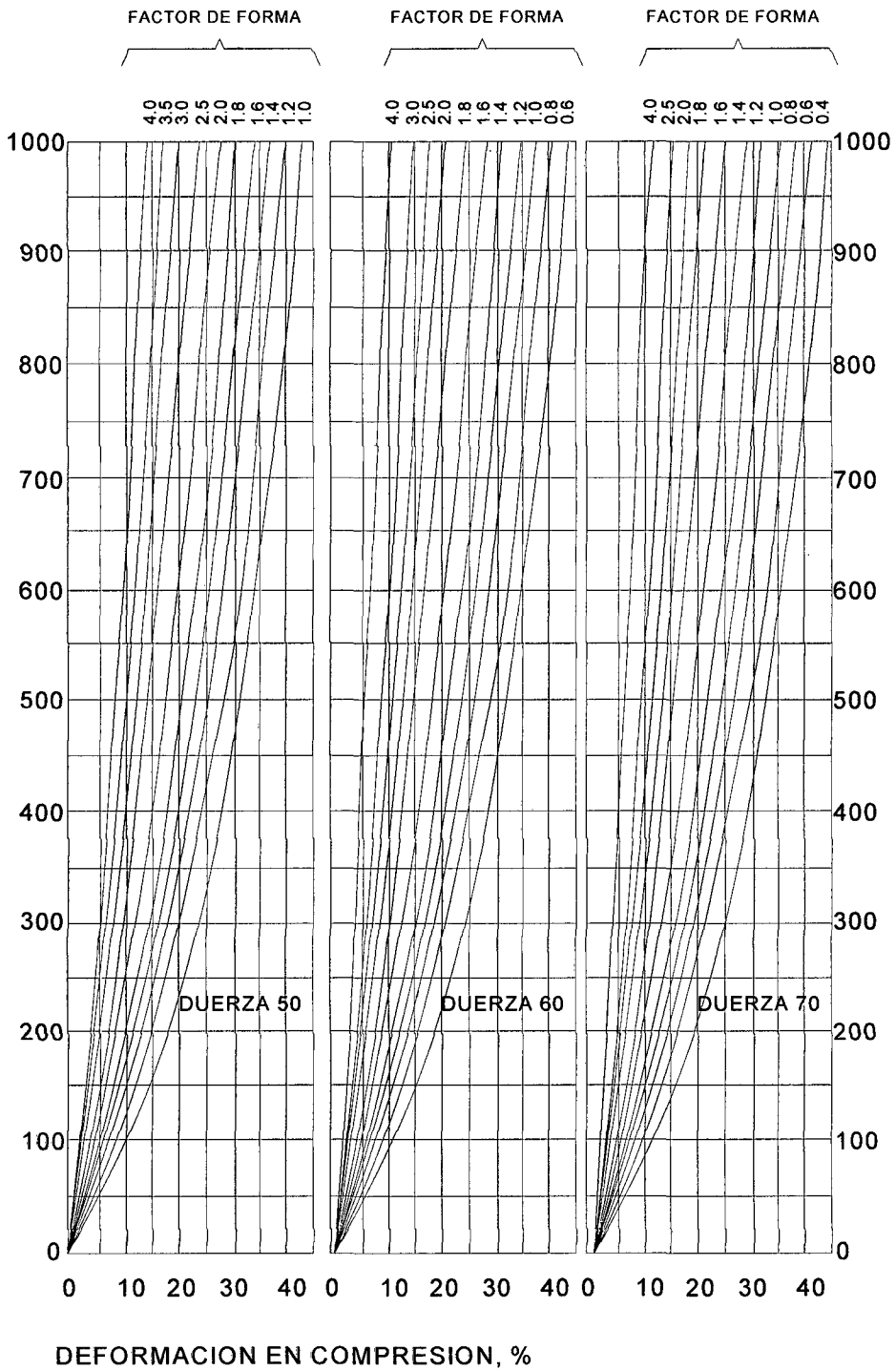
- El factor de forma está dado por:

$$F_f = LA/(2e(L + A)) \quad (F.2.61)$$

⁵² Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 14.7.5.1

Figura 2.22: Ábacos para el Cálculo del Factor de Forma – Escala SHORE

ABACO (A)



Fuente: Mohamed Mehdi Hadi, Puentes de Concreto Armado, página 100

2.5.2.11.4 VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO

- El desplazamiento de la viga que puede absorber el apoyo sin deslizarse está dado por:

$$D_v = \frac{V_{De}}{5LA} \times \frac{F_1}{F_2} \quad (\text{F.2.62})$$

Donde:

- $F_1 = 1.9$ Si temperatura mínima es 20°F
 $= 1.8$ Si temperatura mínima es 0°F
 $= 1.5$ Si temperatura mínima es -20°F
- $F_2 = 110$ Si la dureza es 50
 $= 160$ Si la dureza es 60
 $= 215$ Si la dureza es 70

- El desplazamiento de la viga esta dado por:

$$D_L = \alpha \Delta T L \quad (\text{F.2.63})$$

2.5.2.12 ANALISIS DE LA SUBESTRUCTURA

Sirve para contener el relleno de tierra, además es el apoyo extremo del puente, el cual recibe la reacción de un tramo de puente y soporta a su vez el empuje de tierras.

2.5.2.12.1 CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN ESTRIBO

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta o permanente y a la carga viva. Para la reacción debida a la carga viva no se tiene en cuenta el Impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y construye a su estabilidad.
- Empuje de tierras teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva.
- Fuerza debida al viento, ejercida sobre la superestructura y sobre la carga viva (según los grupos de carga), que se transmite a través del apoyo fijo.
- Fuerza debida al empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.

- Fuerza longitudinal, debida al frenado de los vehículos, que se transmite a través de apoyo fijo.
- Fuerza centrífuga, para el caso de puentes en curva.
- Fuerza sísmica (de la superestructura y de la infraestructura)

Las normas de la AASHTO, dan las combinaciones más desfavorables de las cargas anteriores. Analizadas estas combinaciones, se debe comprobar la estabilidad del estribo, en los siguientes aspectos:

- Presión sobre el terreno de fundación.
- Estabilidad al volcamiento y
- Estabilidad al deslizamiento.

Tabla 2.9: Factores de Carga para Elementos Enterrados

TIPO DE CARGA	FACTORES DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
EH: Presión horizontal de tierra.		
*Activa	1.50	0.90
*En reposo	1.35	0.90
EV: Presión vertical de tierra.		
*Estabilidad global	1.35	N/A
*Estructuras de retención	1.35	1.00
*Estructuras rígidas empotradas	1.30	0.90
*Pórticos rígidos	1.35	0.90
*Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
*Alcantarillas metálicas	1.50	0.90

FUENTE: Manual de Diseño de Puentes – MTC

Cuando se comprueba la presión sobre el terreno, debe tratarse de que la resultantes de las fuerzas pase por el tercio medio de la base, con el objeto de evitar una gran concentración de esfuerzos en el borde de la base que podría originar asentamientos diferenciales. Para nuestro caso el estribo estará soportado por una fundación en

suelo, por tanto el esfuerzo vertical del terreno se calculará suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva; las especificaciones AASHTO en su artículo 11.6.3.2 establecen que para este caso se utilizará la siguiente fórmula para el cálculo de los esfuerzos en el terreno.

$$\sigma = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (F.2.64)$$

Donde:

V = Resultante vertical en Tn.

e = Excentricidad con relación al centro de gravedad del cimiento en metros.

L = Longitud de la base en metros.

2.5.2.12.2 ESTRIBOS EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO

Los estribos de concreto armado se utilizan cuando las alturas están entre 4 a 11m de altura o cuando el terreno no es de buena resistencia o también cuando económicamente sea más caro que el estribo de gravedad, también se usa cuando la presencia de agregados es escasa y el transporte es muy caro.⁵³

Los estribos en voladizo son siempre de concreto armado pues los esfuerzos a los cuales están sometidos no pueden ser resistidos por el concreto simple

⁵³ Rivera Reyes Eduardo, *Cimentaciones de concreto armado en puentes*, página 123

2.5.2.12.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE UN ESTRIBO EN VOLADIZO

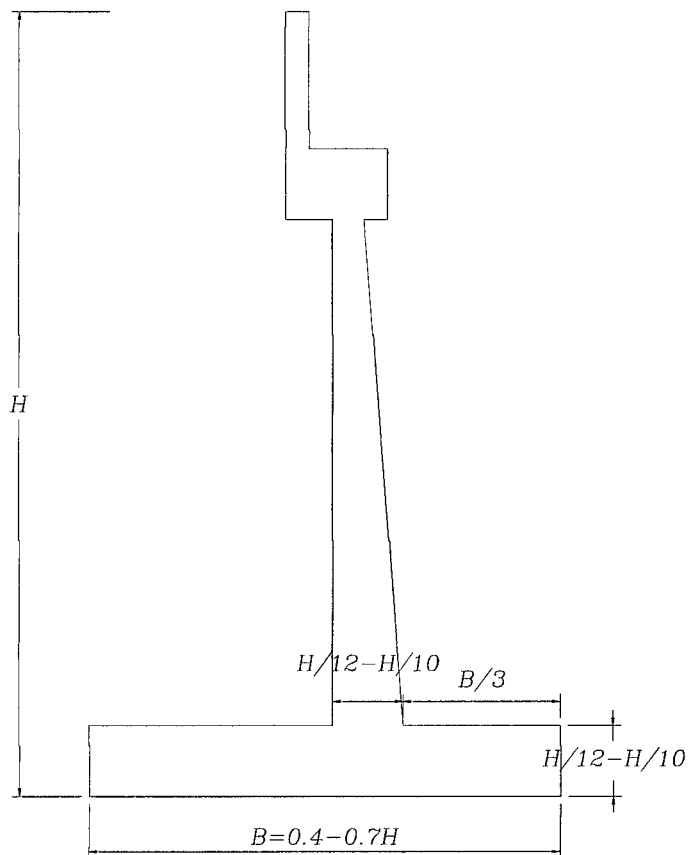


Figura 2.23: Predimensionamiento de estribo Cantiléver

2.5.2.12.4 DEFINICION DE ALAS DE LOS ESTRIBOS

Son las estructuras que van a soportar el relleno que se hará entre el estribo y la carretera, siendo su longitud lo primero en calcularse:⁵⁴

Se dibuja en ancho del camino con su correspondiente talud en inmediatamente bajo este dibujo colocaremos las alas a 45° del camino. Tomamos una longitud del ala cualquiera CD y subimos al punto D al dibujo superior hasta encontrar los puntos D' y D'', se busca la distancia DO y si D'O es mayor o igual que DE, la longitud asumida es correcta y la altura de elevación del ala será D'D. Dicho esquema se muestra:

⁵⁴ Araujo Sanchez Carlos Eduardo y Vasquez Escalante Jose Luis, Proyecto Profesional "Estudio del Puente Carrozable la Victoria Cholocal sobre el río Cajamarquino", página 143

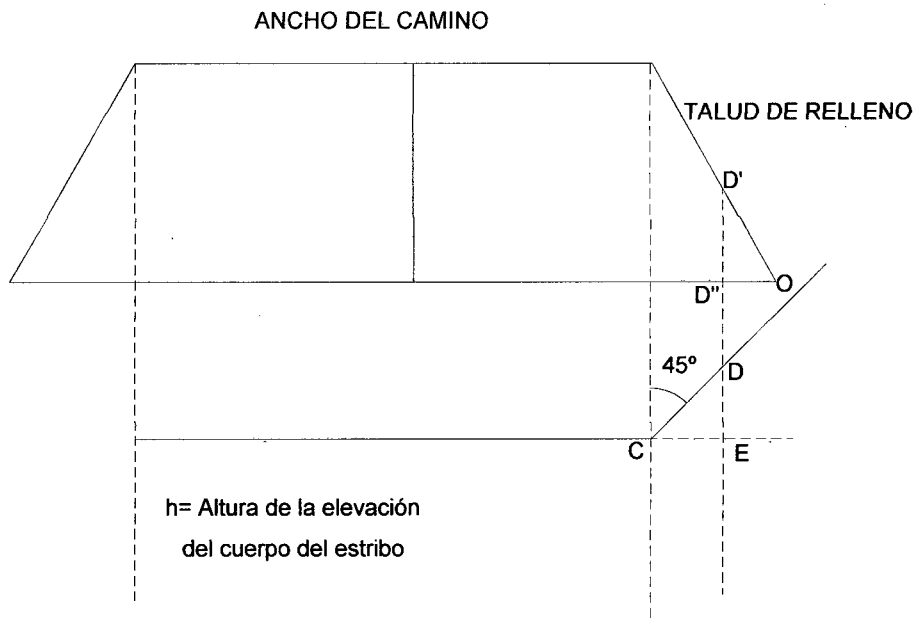


Figura 2.24: Predimensionamiento de las Alas del Estribo

Hallamos la longitud del ala y la altura de elevación podemos hacer un perfil de tanteo, ya que conocida la altura de la elevación podemos conocer su base aproximadamente con las condiciones antes descritas. Con el perfil de tanteo hallamos los chequeos exactamente igual que lo hiciéramos en el cuerpo, pero sin considerarlo con el puente cargado.

2.5.2.12.5 EMPUJE DEL TERRENO

Para el diseño de muros de contención es necesario definir la “falla” y conocer como los muros pueden fallar. Bajo condiciones estáticas, los estribos y aleros están sujetos a fuerzas relacionadas con la masa del muro, a empujes de suelo y a fuerzas externas. El adecuado diseño de estos debe establecer el equilibrio de estas fuerzas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

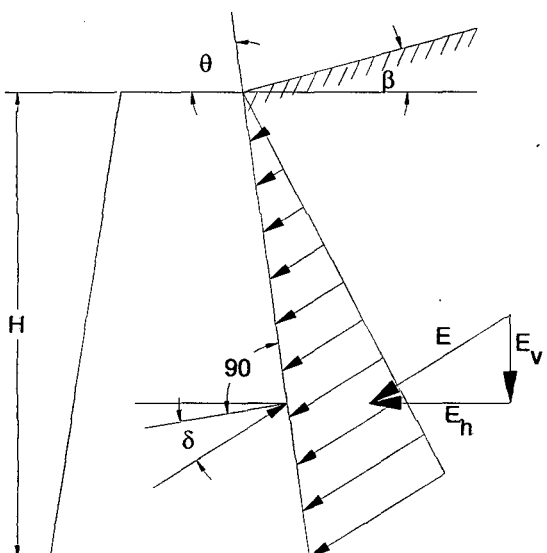
La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

2.5.2.12.6 EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS - TEORIA DE COULOMB

En nuestro caso, para el diseño estructural y el análisis de estabilidad de los estribos y aleros se asumirá que estos elementos estructurales se desplazan alejándose del terreno, por lo que para nuestro cálculo se utilizará el empuje activo como fuerza horizontal desestabilizante.

En el apéndice "C" del Manual de Diseño de Puentes del MTC se recomienda que para el cálculo del coeficiente de empuje activo de tierras se utilizara la ecuación que procede de La teoría de Coulomb; esta teoría asume que la fuerza que actúa en la espalda del estribo es el resultado del peso de suelo sobre una superficie plana de falla.

La teoría de Coulomb no predice explícitamente la distribución de la presión activa, pero muestra que ésta es triangular para rellenos con pendiente lineal, sin cargas de superficie, además proporciona valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.



Las presiones que el suelo ejerce sobre un estribo y alero aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad; por lo tanto para determinar del empuje activo de tierra "Ea" se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a ancho \quad (F.2.65)$$

Figura 2.25: Empuje Activo-Ángulos de Fricción

Siendo K_a es el coeficiente de empuje activo determinado según la teoría de Coulomb:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\theta + \phi)}{\text{Sen}^2 \theta \text{Sen}(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\theta - \delta) \text{Sen}(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{F.2.66})$$

Donde:

- Φ = Angulo de fricción interna del relleno
- θ = Angulo de la cara superior de la pared con la vertical
- δ = Angulo de fricción entre el relleno y el muro
- β = Angulo del talud de tierra con la horizontal
- α = Angulo entre la pared interior del muro y la vertical

2.5.2.12.7 EMPUJE DE TIERRAS CON SISMO - MONONOBE OKABE

El comportamiento sísmico de los estribos y aleros depende de la presión lateral total del suelo que se desarrolla durante el movimiento sísmico.

En estribos o muros que se proyectan en zonas sísmicas, es conveniente considerar el efecto temporal de la vibración del suelo que se produce sobre el valor de los empujes de tierras debido al sismo.

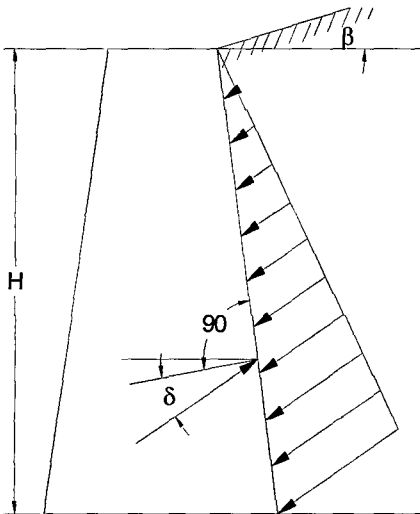
En nuestra estructura, los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia del peso propio y del relleno.

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo – estructura. Para ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificadas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables.

El Manual de Diseño de Puentes recomienda que el análisis del empuje activo por fuerzas sísmicas en el terreno sobre los estribos y aleros de puentes se realice utilizando la teoría de Mononobe-Okabe; este método es una extensión de la teoría de Coulomb, en el cual se incluye el efecto dinámico más el efecto estático.

La teoría de Mononobe-Okabe tiene las siguientes consideraciones:

- El estribo puede desplazarse por giro o desplazamiento para desarrollar el esfuerzo en el suelo a la presión activa, si el estribo es restringido al movimiento, las fuerzas serán mayores.
- El relleno es para suelos no cohesivos y un ángulo de fricción ϕ .
- El relleno es no saturado y no tiene problemas de licuefacción.



De manera similar a la teoría de Coulomb, el empuje activo por sismo se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$E_{as} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{as} \text{ ancho} \quad (\text{F.2.67})$$

Donde ya se incluye el coeficiente sísmico "Kv" y el coeficiente de empuje activo por sismo "K_{as}".

Figura 2.26: Empuje Activo-Ángulos de Fricción por Sismo

Siendo:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (\text{F.2.68})$$

Donde:

- ϕ = Ángulo de fricción interna del relleno
- δ = Ángulo de fricción entre las paredes del suelo, valores $\frac{1}{2}$ a $\frac{3}{4}$ de ϕ
- β = Ángulo del talud de tierra con la horizontal
- α = Ángulo entre la pared interior del muro y la vertical

El ángulo que forma la cara superior de la pared con el eje vertical se ve afectado por los coeficientes sísmicos como sigue:

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (\text{F.2.69})$$

Donde:

K_h = Coeficiente sísmico horizontal - Recomendado $A/2$

K_v = Coeficiente sísmico vertical - Recomendado 0.00 a 0.05

A = Coeficiente de Aceleración

El coeficiente de aceleración A , es determinado a partir de ANEXO I, del presente documento.

El coeficiente de aceleración horizontal positivo causa que el empuje activo total exceda al empuje activo estático. Dado que la estabilidad de un muro en particular generalmente se reduce por un incremento en el empuje activo, el método de Mononobe-Okabe produce cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas que actúan antes del sismo.

2.5.2.13 BARANDAS

Se colocan a lo largo de los bordes de las estructuras para proteger al tráfico y a los peatones. Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada, como se indica en la figura.⁵⁵

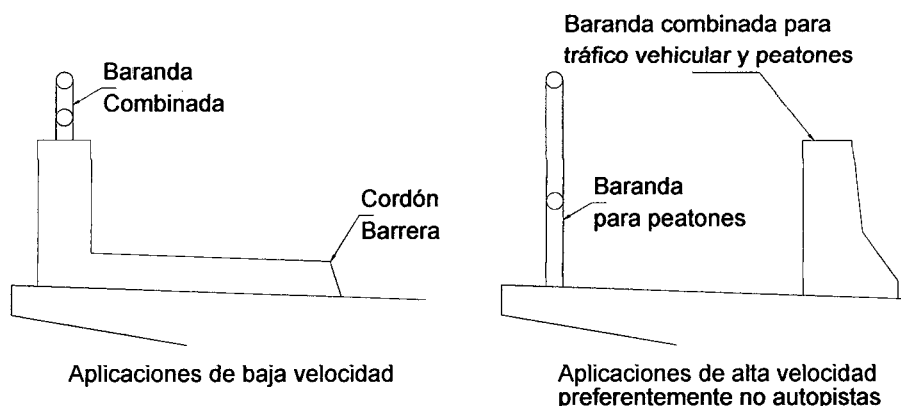


Figura 2.27: Tipos de Barandas

⁵⁵ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 13.4.1

Cordón y vereda

El cordón debe estar integrado a una vereda de 1,20m o más de ancho cuando no haya otra barrera que separe la calzada de los peatones (figura 2.27)

- Un cordón puede ser utilizado en un puente en alguna de las siguientes situaciones:
- Como única separación entre la vereda y la calzada solamente cuando la velocidad máxima permitida sea de 70Km/h o menor
- Cuando existe también un cordón en los accesos al puente
- Cuando sea necesario contener la caída del agua de lluvia desde el borde del tablero.

a) Uso de los diferentes tipos de barandas.⁵⁶

- Se utiliza una baranda para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tráfico carretero.
- Solamente se utiliza una barrera combinada junto con un cordón y una acera sobre elevados en las carreteras de baja velocidad.
- En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclovía debería tener tanto una baranda para peatones o ciclistas en su parte externa como una baranda combinada en su parte interna.
- Se debería considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

2.5.2.13.1 BARANDAS PARA PEATONES

a) Geometría

La AASHTO establece que altura mínima de las barandas peatonales debe ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales.⁵⁷

⁵⁶ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. C13.4

⁵⁷ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 13.8.1

b) Sobrecargas de Diseño

La sobrecarga de diseño para las barandas peatonales será de $w=0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal será diseñado para una carga concentrada de 890N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se deben diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N, será.

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L \quad (F.2.70)$$

Dónde:

L = separación entre postes (mm)

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura 2.28, en la cual las geometrías de los elementos de las barandas sirven apenas a título ilustrativo.

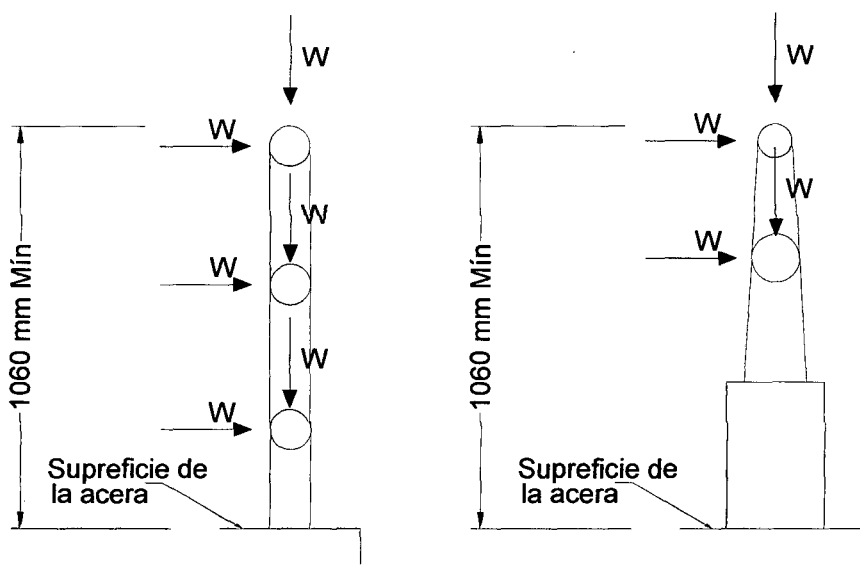


Figura 2.28: Altura de Barandas

2.5.2.14 METODOS DE DISEÑO

En toda la estructura de acero a diseñar, se empleara el método elástico. El calculista estima que las cargas de trabajo o servicio, o sea, las cargas que la estructura tiene que soportar y diseña los miembros estructurales con base a ciertos esfuerzos permisibles. Estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero. Aunque el termino diseño elástico, se usa comúnmente para describir este método, los términos de diseño por esfuerzos permisibles o diseño por esfuerzos de trabajo son los más apropiados.

2.5.2.14.1 ELEMENTOS A FLEXION

La AASHTO utiliza los criterios de sección compacta cuando se usa el método LRFD. Tiene cierta ventaja contar con una sección compacta cuando se usen las especificaciones de diseño del AISC (para la mayoría de los edificios), puesto que el esfuerzo básico de flexión es:⁵⁸

$$F_b = 0.60F_y \quad (\text{Para secciones no Compactas}) \quad (\text{F.2.71})$$

$$F_b = 0.66F_y \quad (\text{Para secciones Compactas}) \quad (\text{F.2.72})$$

2.5.2. MARCO CONCEPTUAL: TERMINOLOGÍA BÁSICA

Análisis plástico. Consiste en la determinación de las solicitaciones sobre los elementos y conexiones en base a la hipótesis de comportamiento correspondiente a un sólido plástico, es decir, que el equilibrio se satisface en la totalidad de la estructura y que en ningún punto se excede la tensión de fluencia.

Aparatos de apoyo. Los aparatos de apoyo son elementos que se colocan entre las vigas y la superficie de apoyo de la caja del estribo o de las pilas. Sirven para distribuir las reacciones de las vigas en área que den esfuerzos admisibles en la superficie de contacto y para absorber los movimientos de la estructura debidos a fuerzas longitudinales.

⁵⁸ Bowles Joseph E., *Diseño de Acero Estructural*, página 176

Conectores de corte. Los conectores de corte son elementos estructurales que trabajan al corte y a su vez, permiten utilizar peraltes menores de viga, dado que hacen trabajar a la viga en conjunto con la losa (estructura compuesta), haciendo que la losa absorba los esfuerzos de compresión.

Elementos comprimidos rigidizados. Se entiende por elementos comprimidos rigidizados aquellos que tienen soporte lateral a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de las tensiones de compresión.

Estribos. Es un componente principal de un puente; los estribos proporcionan el soporte vertical a la superestructura del puente en sus extremos; conectando el puente con la losa de aproximación y conteniendo el material del terraplén detrás del estribo.

Estructura principal. Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

Línea de Influencia. Gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma.

Momento plástico. Es el momento resistente de una sección transversal cuando se encuentra completamente en el estado fluencia.

Momento de fluencia. En un elemento solicitado a flexión, momento bajo el cual una fibra externa llega a la tensión de fluencia.

Pandeo Local. Es el que aparece en piezas o elementos aislados o que estructuralmente pueden considerarse aislados. Pandeo o flexión lateral de un elemento que está sometido a fuerzas de compresión y que produce al colapso del miembro estructural.

Puente. Es una Infraestructura de ingeniería vial que sirve para dar continuidad a un camino. Permite el cruce a distinto nivel de obstáculos naturales o artificiales, si esta estructura posee muchos tramos se denomina viaducto, si solo es para peatones se llama pasarela y si su luz es pequeña tomara el nombre de pontón.

Rigidizadores. Son elementos para rigidizar el alma de una estructura. Estos elementos pueden ir remachados o soldados al alma, generalmente su conexión con los patines es a presión debiendo las superficies en contacto estar lo más lisas posible.

Sección compacta. Cuando el elemento puede desarrollar el Momento Plástico sin que se produzca el pandeo local de ningún elemento de la sección.

Sección compuesta. Es la combinación de vigas de acero y tablero de concreto, donde el tablero está conectado a la sección de acero mediante conectores de corte.

Secciones no compactas. Cuando los elementos comprimidos pueden alcanzar la tensión de fluencia sin que ocurra el pandeo local, pero no pueden alcanzar el nivel de deformación requerido, para desarrollar el momento plástico.

Subestructura. La subestructura está formada por los elementos estructurales que soportan la superestructura y que transmiten las cargas a la cimentación. Dependiendo de su ubicación, se denominan estribos o pilares.

Superestructura. Se denomina superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal.

Tablero. Está constituido por los elementos estructurales que soportan, en la primera instancia, las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal. En los puentes definitivos, en la mayoría de los casos, se utiliza una losa de concreto como el primer elemento portante del tablero.

Vigas Diafragma. Son elementos estructurales cuya función es transmitir las cargas laterales a la subestructura y se diseñan para absorber efectos de torsión que producirá las diversas posiciones que adopta la sobrecarga sobre el tablero, a la vez

serán los elementos de arriostre para las vigas principales, haciendo trabajar al puente como un todo, ante cualquier sobrecarga, generándose de esta forma, deformaciones uniformes en la Súper-estructura.

Viga Híbrida. Se denominan vigas híbridas aquellas vigas armadas con alas y almas de diferente límite elástico, de tal manera que las alas tengan mejores propiedades.

2.5.3. MARCO HISTÓRICO

El acero es el material más importante desde finales del siglo XIX para la construcción de puentes metálicos. En un principio su uso fue escaso por su alto costo. Años después el material bajo drásticamente su precio. Realizándose impresionantes monumentos de acero.

El estudio histórico parte de referentes tempranos de construcciones que combinan varios materiales resistentes y analiza las primeras realizaciones de puentes mixtos acero-hormigón, identificando, en ambos casos, una voluntad de simplificación de los procesos de construcción. La plena consecución del puente mixto tiene lugar después de la segunda guerra mundial. A la vez que se emprende en Europa la realización de las grandes infraestructuras de carretera coinciden los siguientes factores favorables: el perfeccionamiento de la soldadura, la producción a gran escala de aceros laminados de calidad, el establecimiento de una base para el control de estructuras mixtas. El nuevo puente mixto, en competencia directa con las soluciones de hormigón, es un puente de alma llena, con continuidad resistente del tablero sobre pilas, secuencias evolutivas de hormigonado y presolicitaciones de compresión en la losa superior para evitar las tracciones. El nuevo puente mixto oculta los rigidizadores en su interior, juega con las posibilidades tipológicas de la sección, reduce el número de vigas, las separa, establece vigas transversales también conectadas a la losa, plantea cajones, inclina las almas.

La evolución de los puentes a lo largo de la historia ha sido notable, mediante las progresivas investigaciones se dio lugar a la invención de la celosía siendo utilizado para dar rigidez a flexión de sus elementos estructurales.

Posterior a la Segunda Guerra Mundial el desarrollo de la tecnología ha permitido que los puentes metálicos sean una excelente opción a la hora de construir un puente logrando una mayor capacidad resistente, disminuir el peso propio y material moldeable.

2.6. HIPÓTESIS A DEMOSTRAR

Nos planteamos la siguiente hipótesis:

“La propuesta para el diseño estructural de un puente de sección compuesta sobre el río Alao es la alternativa más óptima económica y estructuralmente a proyectar, permitiendo mejorar el transporte”.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1. MATERIALES

3.1.1. RECURSOS HUMANOS

- ✓ 01 Tesista investigador
- ✓ 01 Asesor de la F.I.C.

3.1.2. RECURSOS MATERIALES

- ✓ Textos especializados.
- ✓ Estudios Geotécnicos y de Mecánica de Suelos.
- ✓ Estudios Hidrológicos
- ✓ Estudios de Impacto Ambiental.
- ✓ Estudios de Riesgo

3.1.3. RECURSOS DE EQUIPOS

- ✓ Equipos de Oficina.
- ✓ Equipos de Cómputo

3.1.4. RECURSOS INFORMÁTICOS

- ✓ Información de Internet.

3.2. METODOLOGÍA

3.2.1. UNIVERSO, MUESTRA, POBLACIÓN

3.2.1.1. UNIVERSO

Esta conformado por los diferentes tipos de puentes existentes en el país.

3.2.1.2. POBLACION

Como población se considerará los diferentes tipos de puentes existentes en el Departamento de San Martín.

3.2.1.3. MUESTRA

Como muestra se tomará a los puentes existentes en la provincia de El Dorado.

3.2.2. SISTEMA DE VARIABLES

Las variables respecto al tipo y nivel de la presente investigación son las siguientes:

3.2.2.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Como variable independiente se tiene:

- Topografía y características geológicas de la de la zona de estudio.

3.2.2.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Como variable dependiente tenemos la luz del puente, el cual estará en función de la variable independiente

3.2.2.3. VARIABLES INTERVINIENTES

Como variables intervinientes tenemos:

- Normas técnicas
- Espesor de Losa
- Peralte de Vigas
- Espesor de Vigas
- Número de Conectores de Corte
- Diafragmas

3.2.3. DISEÑO EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN

“Investigación Aplicativa-Descriptiva”

El diseño de la investigación tiene el esquema siguiente:



Dónde:

X_1 es la situación inicial o de partida

Y es la aplicación de la investigación

X_2 es el resultado de la investigación

La variable X_1 equivale a la localidad de San Martín de Alao sin la propuesta del diseño estructural de un puente sobre el Río Alao.

La variable Y equivale a todas las acciones desarrolladas por el investigador para producir el nuevo conocimiento, como son la revisión profunda de bibliografía, uso de metodologías y sistematización de información para su procesamiento, para desarrollar la propuesta del diseño estructural de un puente sobre el Río Alao.

La variable X_2 corresponde a los logros de la investigación, esto es la obtención de los resultados, su contrastación y elaboración del informe final, brindando a la localidad de San Martín de Alao una propuesta de diseño para un puente sobre el Río Alao.

3.2.4. DISEÑO DE INSTRUMENTOS

Con la finalidad de brindar el soporte científico, técnico y tecnológico a esta investigación se ha procedido a efectuar lo siguiente:

En primer lugar, se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los textos especializados en relación con los puentes en general y de los puentes de sección mixta en particular.

En segundo lugar, se ha procedido a revisar los principales conceptos sobre la mecánica estructural, de los sistemas de cargas reglamentarias y de diseño existente y actualizado a la fecha de elaboración de la presente investigación.

En el campo se ha procedido a recopilar la información en zona de la obra en la Localidad de san Martín de Alao para definir las principales variables permitiendo determinar la luz del puente, predimensionar la estructura así como el tipo de la misma, como etapas previas del análisis y diseño.

Por otro lado, se ha efectuado el análisis del puente utilizando métodos aproximados, las verificaciones de las deformaciones mediante la aplicación de la metodología LRFD.

3.2.5. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.2.5.1. ESTUDIOS BASICOS

Los Estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra; en nuestro caso nos han permitido obtener los parámetros necesarios para determinar la configuración geométrica del puente.

3.2.5.2. METODOS ESTRUCTURALES

La metodología empleada es con la finalidad de lograr la optimización del sistema. Cuando hablamos de “optimizar el sistema”, se entiende por generar un sistema que sea económico, seguro, accesible y con vida útil garantizada, es decir, influirá favorablemente en los siguientes ítems:

- Economía
- Seguridad estructural
- Geometría Estructural
- Métodos de Fabricación
- Servicio y Mantenimiento.

El diseño estructural, reflejado en los planos de ingeniería estructural, costos unitarios, presupuestos y especificaciones técnicas, que dependen de las consideraciones para el análisis.

3.2.5.3. METRADOS DE CARGAS

Las cargas consideradas, compatibles a las consideraciones por el método del Load and Resistance Factor Design (LRFD), las cuales son aceptadas por la norma peruana.

El metrado de cargas se realizará manualmente en una hoja de cálculo Excel de acuerdo a estas características técnicas ingresadas y a las secciones consideradas. Para el análisis estructural se utilizará el software SAP2000.

3.2.5.4. CARGAS VIVAS

Sera diseñado considerando las cargas vivas establecidas en la norma peruana, las cuales son:

- Sobrecarga vehicular
- Sobrecarga de carril
- Sobrecarga peatonal.

3.2.5.5. COMBINACIONES DE CARGAS

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos deben ser determinadas para la adecuada combinación de cargas factorizadas. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o mas cargas estén actuando. De acuerdo a la combinación de cargas establecidas por el método LRFD y al tipo de cargas determinadas en el ítem anterior, se tienen las siguientes combinaciones utilizadas en el presente trabajo:

- **Superestructura**

Estados Límite:

Resistencia I: $1.25DC + 1.50DW + 1.75 (LL+IM)$

Servicio I: $1.00DC + 1.00DW + 1.00 (LL+IM)$

Fatiga: $1.00DC + 0.75 (LL+IM)$

- **Subestructura**

Estados Límite (Fuerzas Verticales):

Resistencia Ia: $0.90DC + 0.65DW + 1.00EV + 1.75LS + 1.75 (LL+IM+PL)$

Resistencia Ib: $1.25DC + 1.50DW + 1.35EV + 1.75LS + 1.75 (LL+IM+PL)$

Servicio I: $1.00DC + 1.00DW + 1.00EV + 1.00LS + 1.00 (LL+IM+PL)$

Evento Extremo I: $0.90DC + 0.65DW + 1.00EV$

Estados Límite (Fuerzas Horizontales):

Resistencia I: $1.50EH + 1.75LS$

Servicio I: $1.00EH + 1.00LS$

Evento Extremo I: $1.00EH + 1.00EQ$

3.2.5.6. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

a) Puentes Metálicos de Celosía

Estos puentes por lo general se utilizan cuando la construcción de un pilar (o más) intermedio es difícil, ya sea debido a que el caudal del río es apreciable durante todo el año o tal vez la profundidad de la quebrada no permita un encofrado corriente. Son óptimas para luces más grandes. En nuestro caso el encofrado no es problemático, pero si la colocación de un pilar intermedio, la luz no es muy grande. Su ventaja sería el ahorro del encofrado y su rápido montaje o construcción, pero en la zona del estudio, la madera no es tan cara y el río requiere de un puente de solo 50 metros de longitud.

b) Puentes colgantes

Son excelentes en grandes luces, y donde no permite la ubicación de un pilar (o más) intermedios. Las ventajas y desventajas serían iguales a la anterior. No es nuestro caso.

c) Puente de Arco

Este tipo de puente desde el punto de vista de la estética es muy bueno, pero es más recomendable para ríos o quebradas profundas donde el encofrado es problemático

que como ya se mencionó no es nuestro caso. Además, como son estructuras hiperestáticas necesitan de un buen suelo para su fundación.

d) Puentes de concreto Armado

Los puentes con “Vigas de Concreto” incrementan innecesariamente su costo a partir de los veinte metros, de igual manera las soluciones hiperestáticas “Tipo Pórtico”. Dentro de las soluciones isostáticas, los puentes losa son económicos solo para luces menores de diez metros, pero se tendría que construir innecesariamente pilares que son posible y fáciles de construirse mas no un “Puente continuo” ya que las facilidades de asentamiento no se desechan y podría ocasionar esfuerzos adicionales que aun que podría considerarse en el cálculo, siempre es un riesgo que se corre.

e) Puente Preesforzado

Un puente de vigas prefabricadas podría ser económico solo para luces menores si el número de ellas es grande y podría sacarse ventaja de la fabricación en serie de las mismas, pero fabricar vigas grandes traen problemas en el manejo de las mismas para su colocación en la ubicación definitiva e igualmente para el transporte de las mismas. Para las condiciones y la luz que se presenta, una buena alternativa seria proyectar un puente de concreto con vigas postensadas en sitio. Las vigas trabajarían como simplemente apoyadas de un solo tramo de cincuenta metros. Para lo cual se tendría que seleccionar la sección optima del puente a base de sucesivos tanteos.

f) Puentes de Sección Compuesta (Losa de concreto y vigas metálicas)

Actualmente se elaboran en el país con acero de SIDERPERU, y son relativamente económicas, por que trabajan en conjunto la viga y el tablero de concreto. Aunque requieren de una conservación permanente puede considerarse como alternativa, es de fácil y rápida construcción, ahorra: encofrado (falso puente), concreto y fierro en los estribos debido al menor peso de la superestructura. Dadas las características del río (arrastre de material, huaycos, luz, etc.) y la diferencia de altura entre este y la rasante del puente, vemos que no se justifica colocar apoyos intermedios ya que resulta antieconómico, contribuyendo de esta manera al libre cauce del río.

Una variable fundamental para determinar el tipo de superestructura a proyectar sobre el río Alao lo constituye la luz del vano a salvar; de la topografía vemos que el río solo necesita un puente de 50m de luz, por tanto el descarte de las alternativas anteriormente mencionadas estará orientado a satisfacer esta condición.

La experiencia de diversos ingenieros en el diseño y construcción de puentes también nos permite conocer los rangos de aplicación tanto estructurales como económicos de los diferentes tipos de superestructuras en función de la longitud del vano a salvar; a continuación basándonos en la experiencia, se presenta un gráfico que ilustra la relación Costo –Luz según el tipo de puente a proyectar, el cual viene acompañado de un resumen del costo por metro lineal para algunos tipos de puentes.

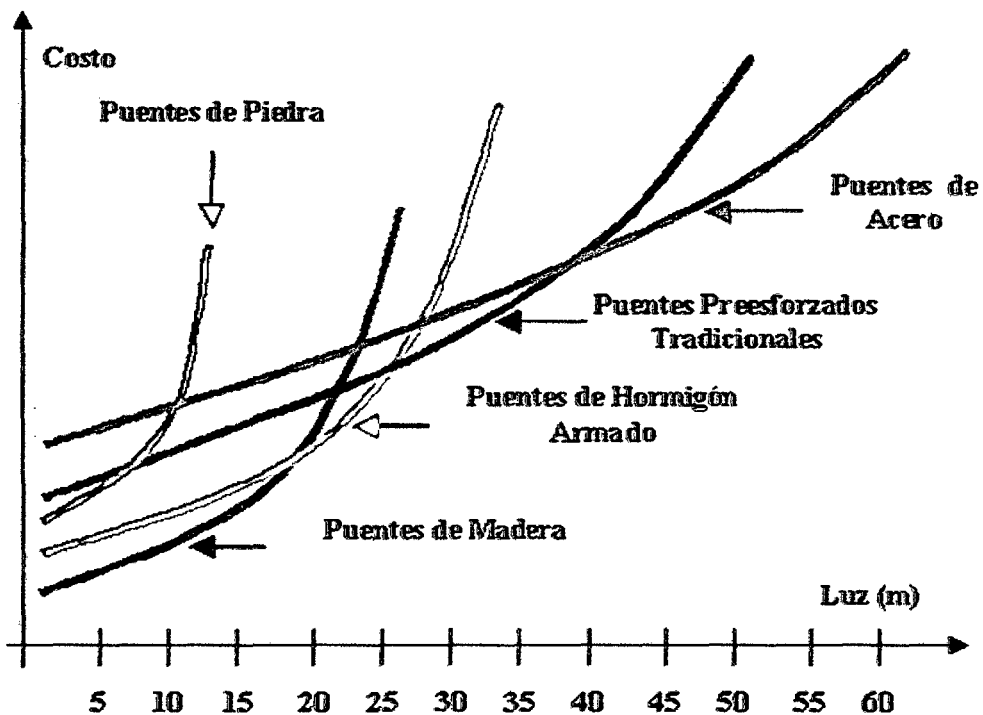


Figura 3.1: Diagrama Costo-Luz para los diferentes tipos de puentes

Cuadro N° 03: Costo por metro Lineal de Diferentes tipos de Puentes en el Perú

TIPO	COSTO/ML (\$)
SECCION COMPUESTA	38000
COLGANTE	42000
RETICULADO	45000
ATIRANTADO	45000
POSTENSADO	40000

De todo lo expuesto tenemos que el tipo de estructura a proyectar estaría entre un puente de sección compuesta el cual es óptimo para luces entre 30 y 80 metros, un puente reticulado de acero para luces entre los 30 y 200 metros, un puente con vigas preesforzadas para luces entre los 20 y 50 metros.

Por tanto, podemos descartar los puentes metálicos de celosía y los puentes colgantes ya que la luz del puente a proyectar no es muy grande y proyectar estos tipos de puentes resultaría muy costoso. Otro tipo de puente a descartar son los tipo arco, ya que también son para grandes luces y cuando la quebrada o vano donde se proyecta es muy profundo, resultando dificultoso el encofrado del tablero, hecho que no se presentaría en nuestro caso. Los puentes tipo losa y viga losa de concreto armado tampoco estarían dentro de las opciones a considerar ya que requerirán de la construcción de pilares intermedios que obstruirán el curso del agua y elevarían su costo. Un puente preesforzado esta dentro del rango de aplicación pero por el tamaño de la luz tendría un costo elevado, por lo que también queda descartado.

La alternativa que queda es un puente de sección compuesta, el cual trabajaría de manera óptima para una luz de 50m, además de que ahorra encofrado y no necesita de pilares intermedios, resultando una alternativa económica a proyectar, todo esto viene corroborado con los datos presentados en el cuadro N°03 donde se aprecia que un puente de sección mixta resulta mucho mas económico.

3.2.6. ANALISIS Y DISEÑO

Un buen proyecto del diseño de un puente debe tomar en cuenta las condiciones geográficas y geológicas del sitio; los requisitos: alturas libres, los procedimientos de montaje, el método de construcción de la cimentación, las cargas de diseño, así como los adecuados procedimientos de cálculo de las diferentes estructuras; los cuales serán iterados para determinar la mejor de las alternativas de diseño en las estructuras. Luego de haber realizado el análisis de alternativas se determinó que un puente de sección mixta, es decir vigas metálicas con losa de concreto armado, sería la estructura más óptima por la economía, método de construcción y además no obstruirá el curso de las aguas del río ya que será de un solo tramo.

3.2.6.1. CONFIGURACIÓN DEL PUENTE

La solución adoptada es: puente simplemente apoyado de sección compuesta, conformado por vigas metálicas de alma llena y losa de concreto armado como superficie de rodadura, en cual cuenta con las siguientes características:

Longitud entre ejes de apoyo	:	L	=	50.00	m
Número de vigas	:	Nv	=	4	vigas
Número de vías de tráfico	:	NL	=	02	vías
Ancho de calzada	:	C	=	6.60	m
Ancho de veredas	:	V	=	1.20	m
Distancia entre vigas	:	S	=	2.00	m
Sobrecarga vehicular	:	HL-93			
Normatividad	:	Manual de Diseño de Puentes - MTC			
				2003	

3.2.6.2. DISEÑO DE BARANDAS

3.2.6.2.1. CARACTERÍSTICAS EXIGIDAS POR LA AASHTO.

- Altura mínima: A partir de la superficie de rodadura: 0.510m.
- Material: Concreto, metal o una combinación de estos.
- Debe tener juntas abiertas y un reducido espaciamiento entre postes.
- El elemento mas bajo será 0.38m. de la superficie de la vereda.
- Deberá resistir las cargas especificadas.

➤ CARGAS ESPECIFICADAS

Las cargas especificadas, dadas para un tipo promedio de vehículos, consideran una carga concentrada horizontal de carga puntual para barandas alejadas del borde de la superficie de rodadura en no más de 22.5cm. Si la distancia fuera mayor se considera la mitad de la carga ubicada en el punto medio entre postes de apoyo. El momento de flexión actuante se especifica como $P'L/6$, siendo P' la parte de la carga P actuante en la baranda y " L " la distancia entre postes.

El poste debe ser diseñado para cargas verticales de arriba hacia abajo y viceversa de $P'/4$ aplicada en el eje del riel, además una carga perpendicular igual a un cuarto de la carga transversal de diseño de la baranda.

3.2.6.2.2. CRITERIO DE DISEÑO ADOPTADO EN POSTES

Se tiene que la altura mínima es de 510 mm para tráfico vehicular, nuestra baranda será de uso peatonal por tanto la AASHTO establece que la altura para este tipo de barandas será de 1060mm, lo cual esta indicado en el marco teórico de este documento.

Adoptamos = 1060 mm

3.2.6.2.3. DISEÑO DE PASAMANOS

Para el diseño de los pasamanos se propondrá tres rieles con la finalidad de brindar seguridad al peatón, separados a 0.30 y 0.40m y el material a utilizar serán tubos de acero A-36, disponibles en el mercado con esa resistencia.

Para las barandas se adoptaron módulos de 3 postes cada uno, previamente distribuidos a lo largo del puente de manera uniforme, obteniendo un módulo extremo y uno intermedio; la separación entre postes para los módulos intermedios será de 2200mm y para los extremos será de 2425mm; cada uno de estos estará distribuido de manera que queden espaciados 50mm entre ellos.

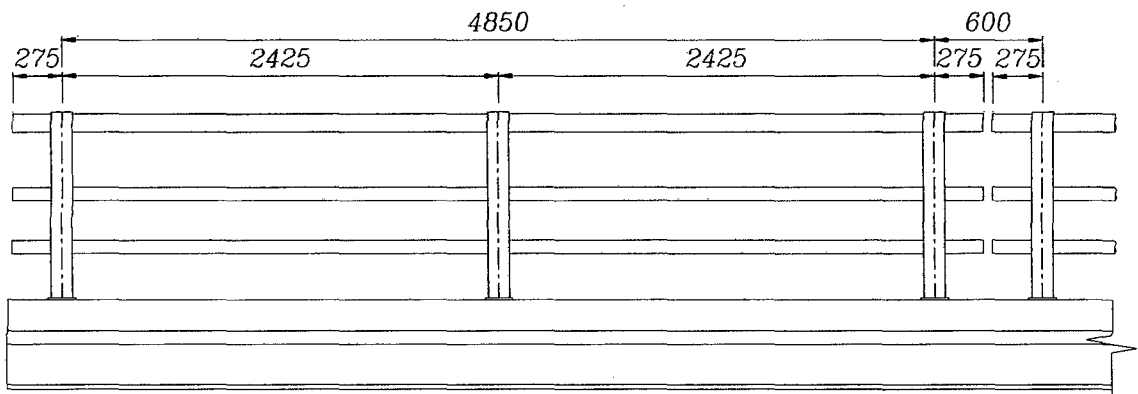


Figura 3.2: Módulo extremo de Baranda

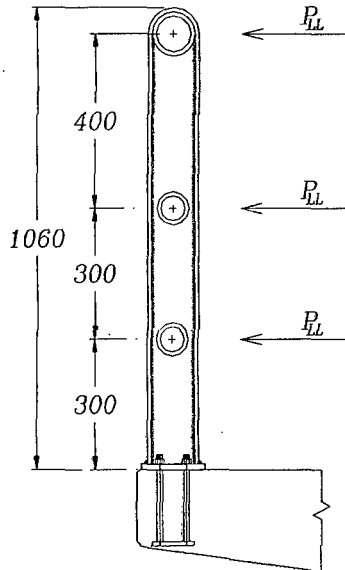
La carga de diseño se obtiene de lo especificado en las normas AASHTO el cual fue ilustrado en la fórmula F.2.70 del marco teórico como sigue:

$$P_{LL} = 890 + 0.73L$$

$$L = 2425.00mm$$

$$P_{LL} = 890 + 0.73(2425) = 2660.25N$$

Esta carga se aplicará a cada elemento longitudinal y se considera ubicada en el punto medio; por tanto el momento de diseño es:



$$M = \frac{P_{LL}L}{6}$$

$$M = \frac{2660.25 \times 2425}{6}$$

$$M = 1075184.375N - mm.$$

$$M = 10960.09Kg - cm$$

El diseño de los elementos consiste en calcular la flexión uniaxial de los elementos y verificar que estén dentro del esfuerzo admisible de la sección propuesta como sigue:

$$F_b = \frac{Mc}{I_c} \quad \text{Flexión uniaxial}^{59}$$

donde:

- M= Momento de Diseño
- c = Distancia del eje neutro a la fibra externa
- I = Momento de inercia de la sección transversal

3.2.6.2.4. ESFUERZO ADMISIBLE

Las barandas son elementos que serán soportados lateralmente, por tanto el esfuerzo admisible para este tipo de vigas se indica en la fórmula F.2.71 del marco teórico y se tiene:

$$f_b = 0.60F_y \quad (\text{Normas AASHTO}) \text{ Esfuerzo admisible}^{60}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Para acero A-36})$$

$$f_b = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

⁵⁹ Bowles Joseph E., *Diseño en Acero Estructural*, página 171

⁶⁰ Bowles Joseph E., *Diseño en Acero Estructural*, página 178

3.2.6.2.5. DISEÑO DE RIELES DE BARANDAS

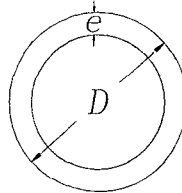
Inicialmente se propondrá tubos A-36 de 3" para los rieles inferiores de la baranda, donde se verificará si el esfuerzo en la fibra extrema es menor que el esfuerzo admisible.

a) Para Tubos Estándar de 3"

$$e = 2.00 \text{ mm}$$

$$I = 32.11 \text{ cm}^4$$

$$c = 3.81 \text{ cm}$$



$$F_b = \frac{10960.09 \times 3.81}{32.11} = 1300.54 \text{ kg/cm}^2 < f_b \text{ Cumple Verificación}$$

Siendo el esfuerzo admisible de la fibra extrema menor que el admisible, podemos decir que la sección propuesta será suficiente para soportar las cargas.

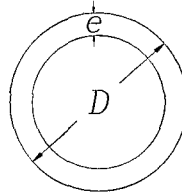
El pasamano de la baranda se propondrá un diámetro superior con la finalidad de dar comodidad al peatón al momento de sostenerse. El diámetro inmediato superior disponible en nuestro país es de 4" y su verificación es como sigue:

b) Para Tubos Estándar de 4"

$$e = 2.50 \text{ mm}$$

$$I = 95.61 \text{ cm}^4$$

$$c = 5.08 \text{ cm}$$



$$F_b = 582.35 \text{ Kg/cm}^2 < f_b \text{ Cumple verificación}$$

3.2.6.2.5.1. Verificación por Cortante

También es necesario realizar la verificación por corte y así determinar si las secciones propuestas por flexión serán suficientes.

a) Esfuerzo Admisible

$f_v = 0.33F_y$ Esfuerzo admisible por corte

$f_v = 834.90 \text{ Kg/cm}^2$

Cortante horizontal máximo en las barandas:

$V_{\max} = 271.18 \text{ Kg}$

De las ecuaciones básicas de la resistencia de materiales se tiene que el esfuerzo cortante en la sección transversal es:

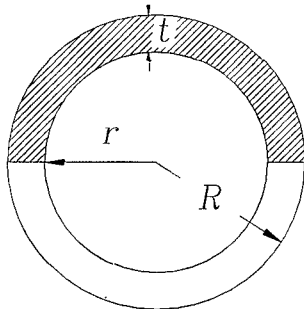
$$F_v = \frac{VQ}{It}$$

Donde:

Q = Momento estático del punto en que se determina el esfuerzo cortante máximo.

t = Espesor de la viga en el punto de investigación del esfuerzo cortante.

El momento estático para anillos es:



$$Q = \frac{D^3 - d^3}{6}$$

Donde: D = Diámetro exterior (10.16cm)

d = Diámetro interior (9.91cm)

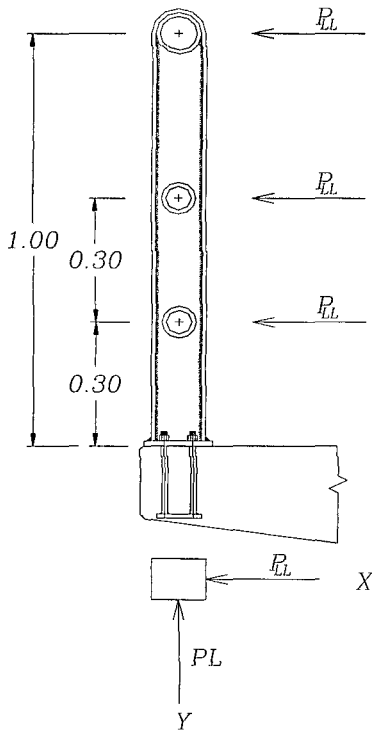
$$Q = \frac{D^3 - d^3}{6} = \frac{10.16^3 - 9.91^3}{6} = 12.59 \text{ cm}^3$$

$$t = 0.25 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{271.18 \times 12.59}{95.61 \times 0.25} = 142.84 \text{ kg/cm}^2 < f_v \text{ CUMPLE VERIFICACION}$$

3.2.6.2.6. DISEÑO DE POSTES

Para el diseño de los postes consideramos como una viga en voladizo sometida a flexión.



De donde:

$$P_L = \frac{P_{LL}}{N_p}$$

Siendo N_p el número de postes en un tamo longitudinal continuo de la baranda ($N_p = 3$).

$$P_L = \frac{217.18}{3} = 90.39 \text{ kg}$$

Figura 3.3: Cargas en Barandas

Momentos de diseño

$$M_x = 217.18 \times 30 + 217.18 \times 60 + 217.18 \times 100 = 41264.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_y = 94.39 \times (190) = 17934.10 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_b = \frac{M_x c_x}{I_x} + \frac{M_y c_y}{I_y} \quad (\text{Flexión biaxial})$$

Donde:

F_b = Flexión uniaxial

M_x = Momento de diseño en el eje "X"

M_y = Momento de diseño en el eje "Y"

c_x = Distancia de eje neutro a la fibra externa en el eje "X"

c_y = Distancia de eje neutro a la fibra externa en el eje "Y"

I_x = Momento de Inercia respecto al eje "X"

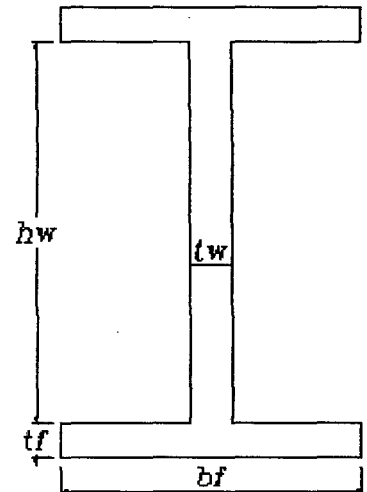
I_y = Momento de Inercia respecto al eje "Y"

Adoptamos perfiles I

Probamos con Sección I, cuyas dimensiones propuestas son como sigue:

$$\begin{aligned} h_w &= 10.16 \text{ cm} & t_w &= 0.635 \text{ cm} \\ b_f &= 10.16 \text{ cm} & t_f &= 0.635 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcularemos las propiedades geométricas de la sección como el área, momento de inercia y la distancia del eje neutro a la fibra externa en ambos ejes.



$$A_i = b_i \times t_i$$

$$A_f = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{perfil}} = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$c_x = 5.72 \text{ cm} \quad I_x = 431.63 \text{ cm}^4$$

$$c_y = 5.08 \text{ cm} \quad I_y = 111.13 \text{ cm}^4$$

$$F_b = \frac{41264.20 \times 5.72}{431.63} + \frac{17934.10 \times 5.08}{111.13} = 1366.64 \text{ Kg/cm}^2 < f_b \quad \text{CUMPLE}$$

3.2.6.2.6.1. Verificación por Cortante⁶¹

$$F_v = \frac{V_x Q_x}{I_y t_x} + \frac{V_y Q_y}{I_x t_y}$$

Cortante Transversal

$$V_x = 3 \times 217.18 = 651.54 \text{ kg}$$

Cortante Longitudinal

$$V_y = 3 \times 90.39 = 271.17 \text{ kg}$$

$$Q_x = 43.016 \text{ cm}^3 \quad t_x = 0.635 \text{ cm}$$

$$Q_y = 16.899 \text{ cm}^3 \quad t_y = 0.635 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{651.54 \times 43.016}{111.13 \times 0.635} + \frac{271.17 \times 16.899}{431.63 \times 10.160} = 397.997 \text{ kg/cm}^2 < f_v \quad \text{CONFORME}$$

⁶¹ Bowles Joseph E., Diseño en Acero Estructural, página 193

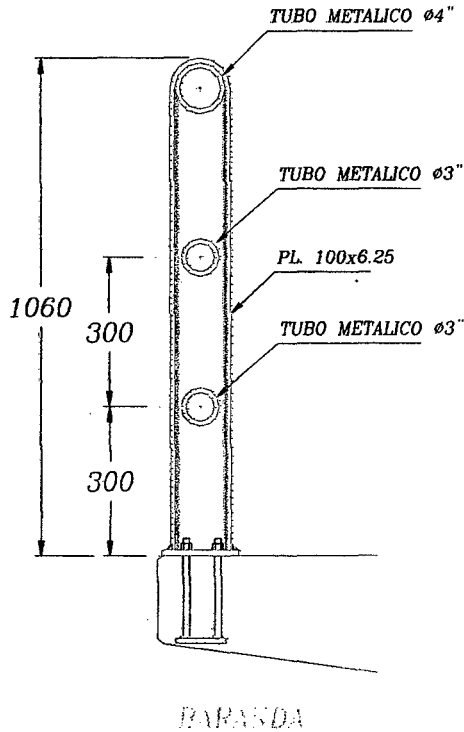


Figura 3.4: Diseño final de Baranda

3.2.6.3. DISEÑO DE LA LOSA Y VEREDAS DE CONCRETO ARMADO

Las especificaciones AASHTO establecen que la altura mínima para un tablero de hormigón es de 175mm, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable. La separación entre vigas es de 2.00m el cual fue determinado luego de tanteos sucesivos, buscando una longitud que genere los menores esfuerzos posibles en el tablero.

$S = 2.00$ separación entre vigas

$t_s = 175\text{mm}$, considerando el ajuste máximo del concreto igual a 15mm; tenemos:

$$t_s = 175 + 15 = 190\text{mm}$$

Por tanto adoptaremos una altura de tablero de $t_s = 200\text{mm}$

3.2.6.3.1. MODELO UTILIZADO PARA EL ANÁLISIS

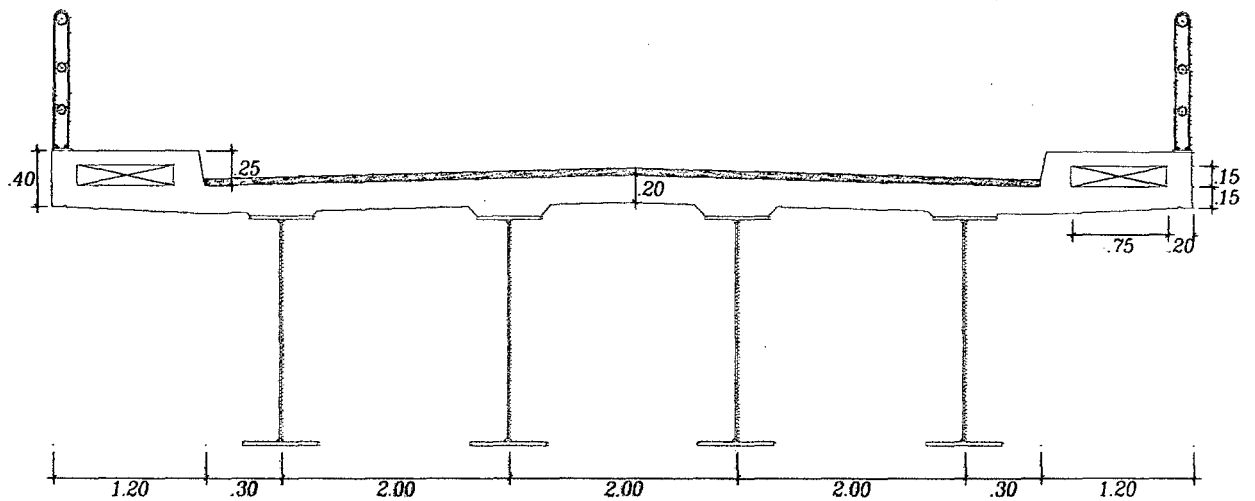


Figura 3.5: Sección Transversal del Puente

3.2.6.3.2. METRADO DE CARGAS

En el metrado de cargas se considera el peso propio de la estructura de concreto, dentro de cual se encuentran la losa y las veredas, se considerará el peso de la capa asfáltica, barandas, los espacios vacíos en las veredas se rellenarán con ladrillo de arcilla para aminorar el peso de la estructura; dentro de las cargas vivas se tendrá en cuenta la sobrecarga peatonal y la sobrecarga vehicular especificada en el manual de Diseño de Puentes del MTC; a continuación se presenta el metrado de cargas a considerar para el análisis del tablero, el cual será por metro de ancho:

Características de los materiales:

$\gamma_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$ Peso específico del concreto (tabla 2.1)

$\gamma_w = 2200 \text{ kg/cm}^2$ Peso específico del asfalto (tabla 2.1)

Cálculo del peso de la Losa:

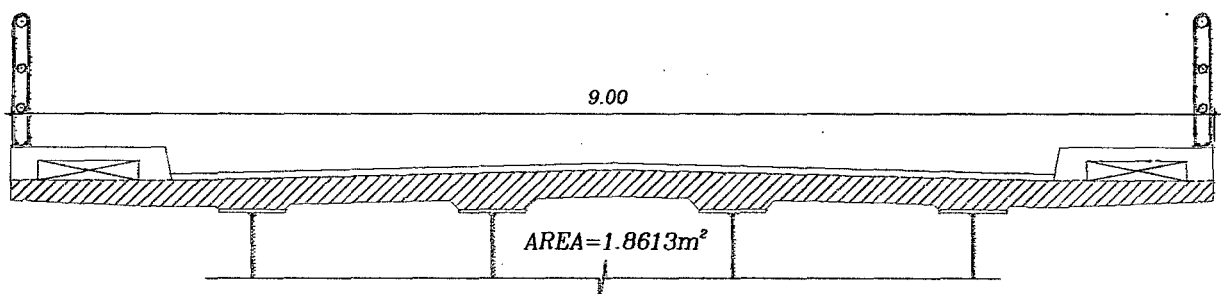
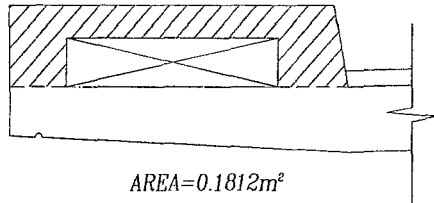


Figura 3.6: Área de la sección transversal de Losa

$$\begin{aligned} \text{Área de la sección transversal de la losa} &= 1.8613 \text{ m}^2 \\ \text{Longitud total de la losa} &= 9.00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de Losa} = \frac{1.8613 \times 1.00 \times 2.50}{9.00} = 0.517 \text{ t/m}$$

Cálculo del peso de la Vereda:



$$\begin{aligned} \text{Área de la Vereda} &= 0.1812 \text{ m}^2 \\ \text{Longitud total de la vereda} &= 1.20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de Vereda} = \frac{0.1812 \times 1.00 \times 2.50}{1.20} = 0.3775 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso de Ladrillo de Arcilla} = \frac{0.09}{1.20} = 0.075 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso Total de Vereda} = 0.3775 + 0.075 = 0.453 \text{ t/m}$$

Cálculo del peso del asfalto:

$$\text{Área de la sección transversal del asfalto} = 0.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de Asfalto} = 0.05 \times 1.00 \times 2.20 = 0.110 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso de Baranda} = 0.100 \text{ t/m}$$

$$\text{S/C Peatonal (Según AASHTO-LRFD)} = 0.360 \text{ t/m}$$

$$\text{S/C Vehicular} = \text{HL-93}$$

3.2.6.3.3. ESTADOS DE CARGA EN EL TABLERO

La idealización de los estados de carga se realizó teniendo en cuenta el proceso constructivo del tablero; en primer lugar la losa será vaciada in situ por tanto en la *figura 3.7* se representa el peso lineal de la losa distribuidos en todo el ancho de la sección sin considerar el peso de las veredas.

Luego se vaciarán las veredas por lo que en la *figura 3.8* se representa un estado de carga donde solo se tiene en cuenta el peso del mismo. Caso similar ocurre con las barandas y el asfalto los cuales serán colocados por separado y por tanto cuentan con un estado de carga propio, con la finalidad de obtener esfuerzos máximos cuando se realice las combinaciones respectivas para el diseño.

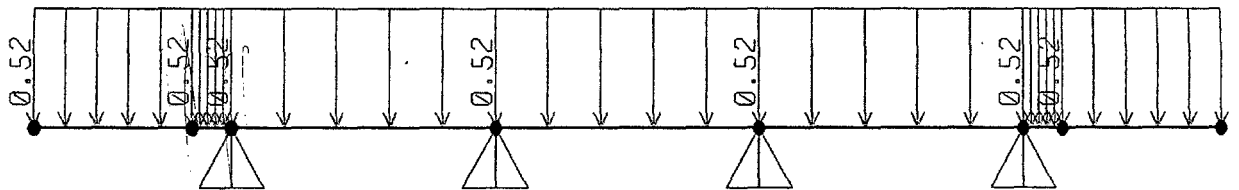


Figura 3.7: Carga de Losa (DC₁)

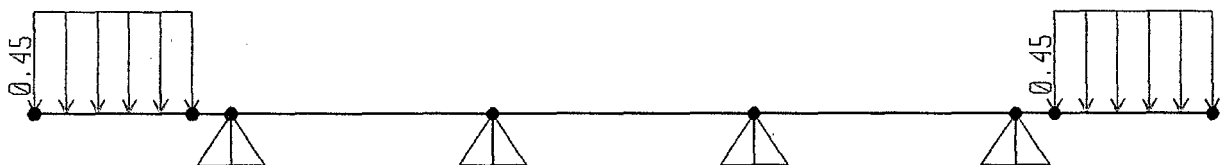


Figura 3.8: Carga de Vereda (DC₂)

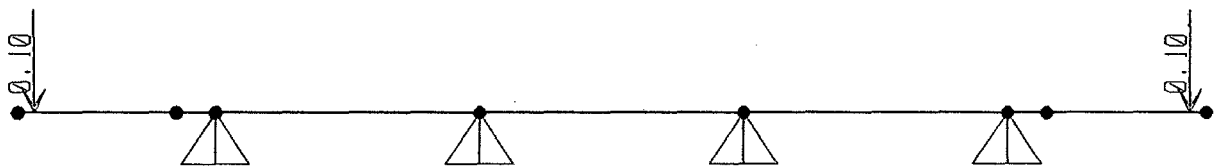


Figura 3.9: Carga de Baranda (DC₃)

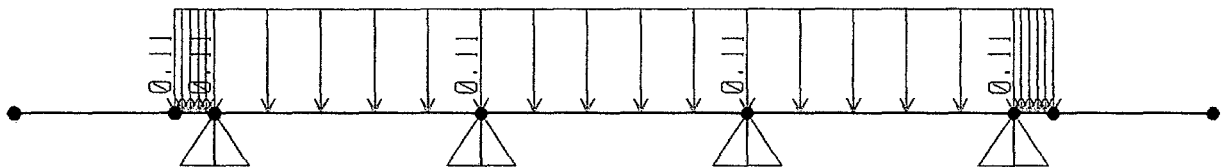


Figura 3.10: Carga de Asfalto (DW)

La sobrecarga peatonal se aplicará en las veredas ya que es la zona dedicada al tránsito peatonal y será tomada como un carril cargado.

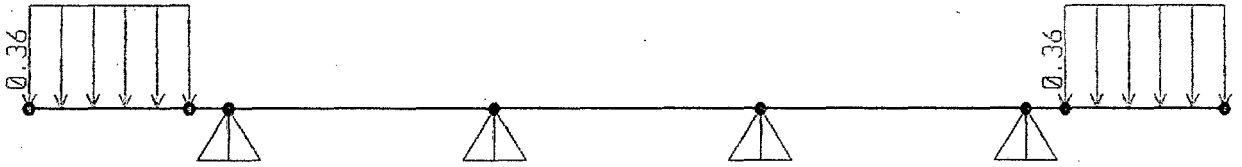


Figura 3.11: S/C Peatonal (PL)

Para la sobrecarga vehicular se considera una carga equivalente a una línea de eje transversal del camión. La carga vehicular se colocará a 0.30m del cordón barrera o sardinel, puesto que por tener una altura de 25cm asociada a una vereda de 1.20m de ancho, se toma en cuenta como una separación que contendrá a las ruedas de los vehículos protegiendo así a los peatones.

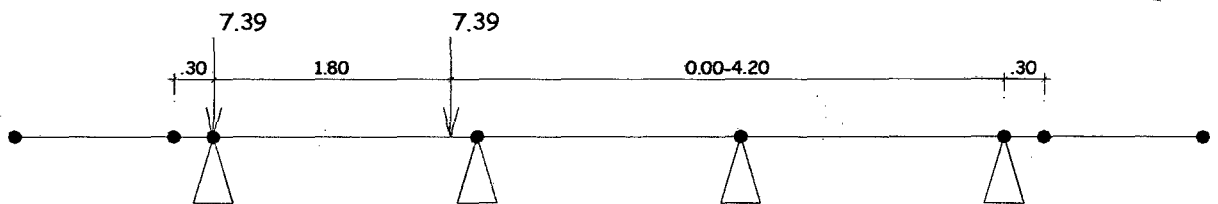


Figura 3.12: S/C Vehicular HL-93 (LL) – 1 Vía Cargada

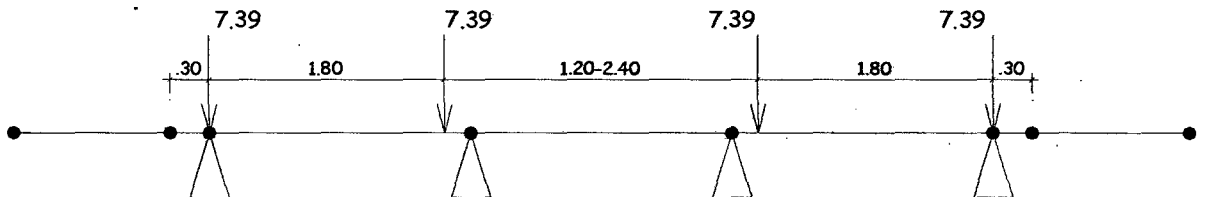


Figura 3.13: S/C Vehicular HL-93 (LL) – 2 Vías Cargadas

3.2.6.3.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis de los momentos flectores máximos que se producen en la sección transversal se ha utilizado el Software Sap2000 v14; para el primer tramo los momentos máximos positivos se generan a una distancia del 40% de la separación entre vigas a partir del primer apoyo y para los tramos intermedios, a una distancia igual al 50% de la separación entre vigas a partir del segundo apoyo; para efectos de diseño se ha añadido el 33% de impacto como especifica la AASHTO; a continuación se presenta el resumen de los resultados obtenidos:

Cuadro N° 04: Momentos Flectores Máximos en la sección transversal

Carga	Momento Flector (t-m)				
	Vereda	Voladizo	$0.4 L_1$	L_1	$0.5 L_2$
DC1	-0.37	-0.58	-0.14	-0.09	0.17
DC2	-0.33	-0.49	-0.26	0.10	0.10
DC3	-0.11	-0.14	-0.07	0.03	0.03
DW	0.00	0.00	0.03	-0.04	0.01
PL	-0.26	-0.39	-0.20	0.08	0.08
LL+IM ₁ VIA	0.00	0.00	3.72	-3.39	3.45
LL+IM ₂ VIAS	0.00	0.00	4.05	-3.50	3.45

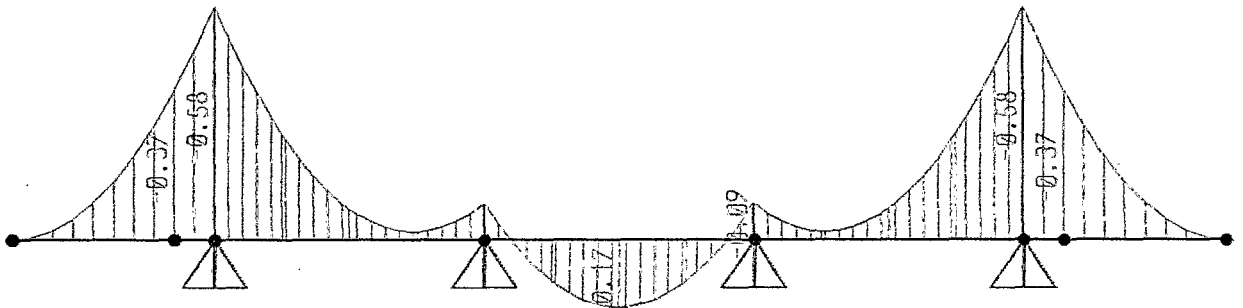


Figura 3.14: Momento Flector por Carga DC₁

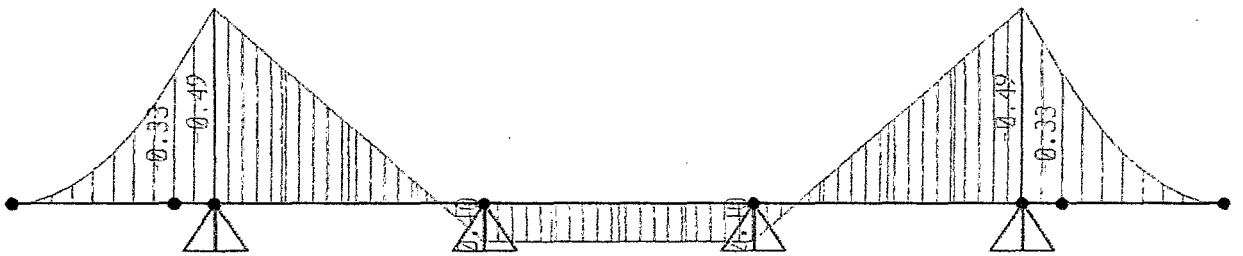


Figura 3.15: Momento Flector por Carga DC₂

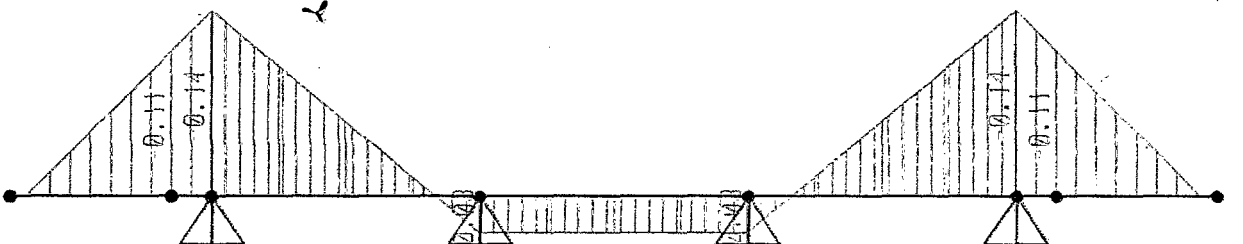


Figura 3.16: Momento Flector por Carga DC₃

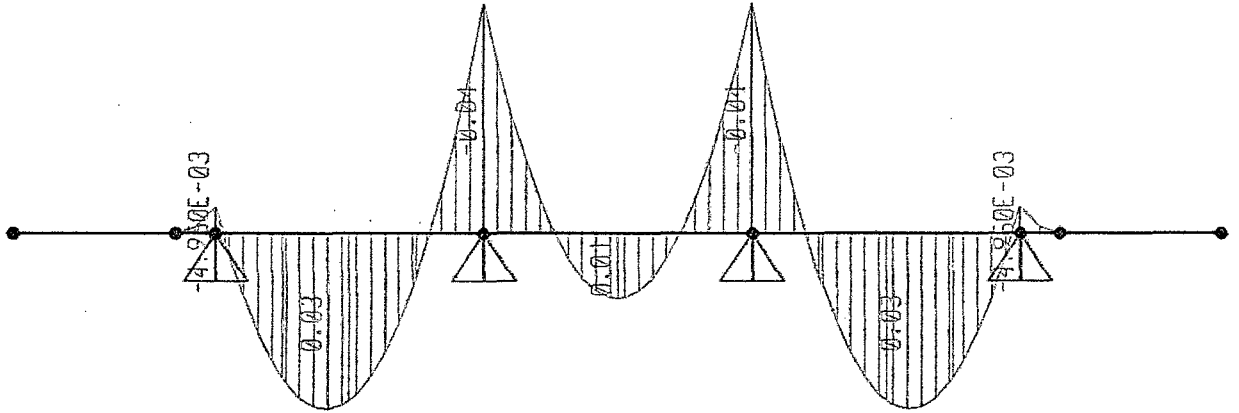


Figura 3.17: Momento Flector por Carga DW

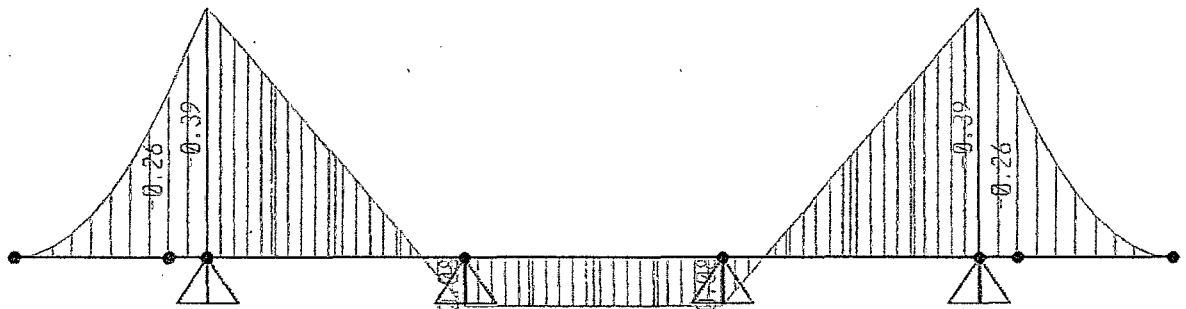


Figura 3.18: Momento Flector por Carga PL

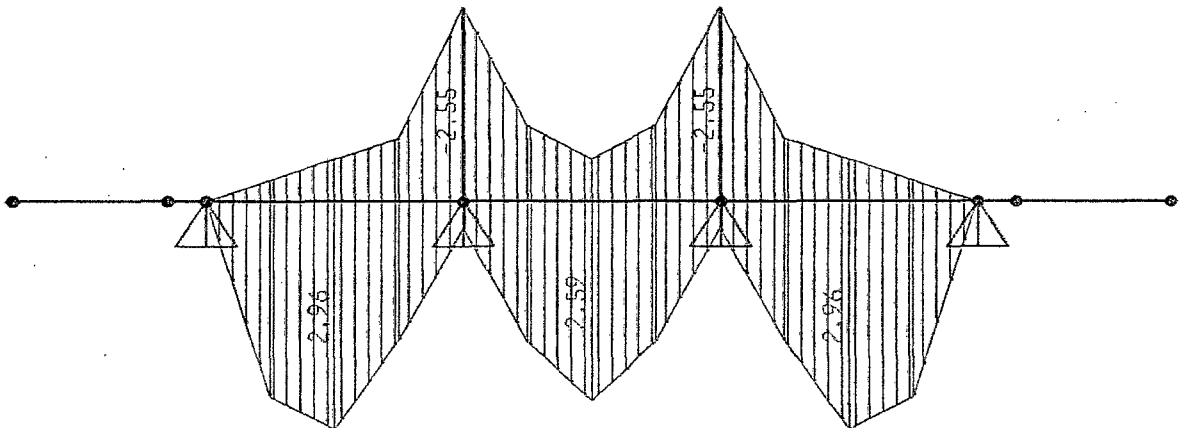


Figura 3.19: Momento Flector por Carga LL_{1VIA}

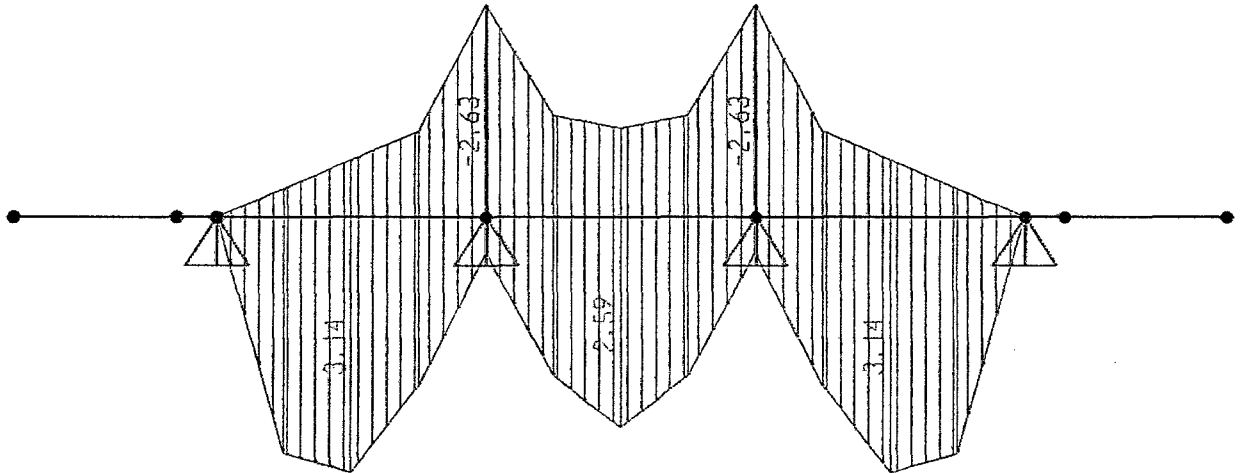


Figura 3.20: Momento Flector por Carga LL 2VIAS

3.2.6.3.5. ANCHO EQUIVALENTE DE FRANJAS

La armadura principal se colocará perpendicular al tráfico; para el cálculo de las sollicitaciones el tablero se subdividirá en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo que para este caso vienen a ser las vigas longitudinales; el cálculo del ancho de franjas equivalentes se realizó utilizando las fórmulas F.2.3, F.2.4 y F.2.5 del marco teórico; teniendo en cuenta la ubicación de la franja a calcular:

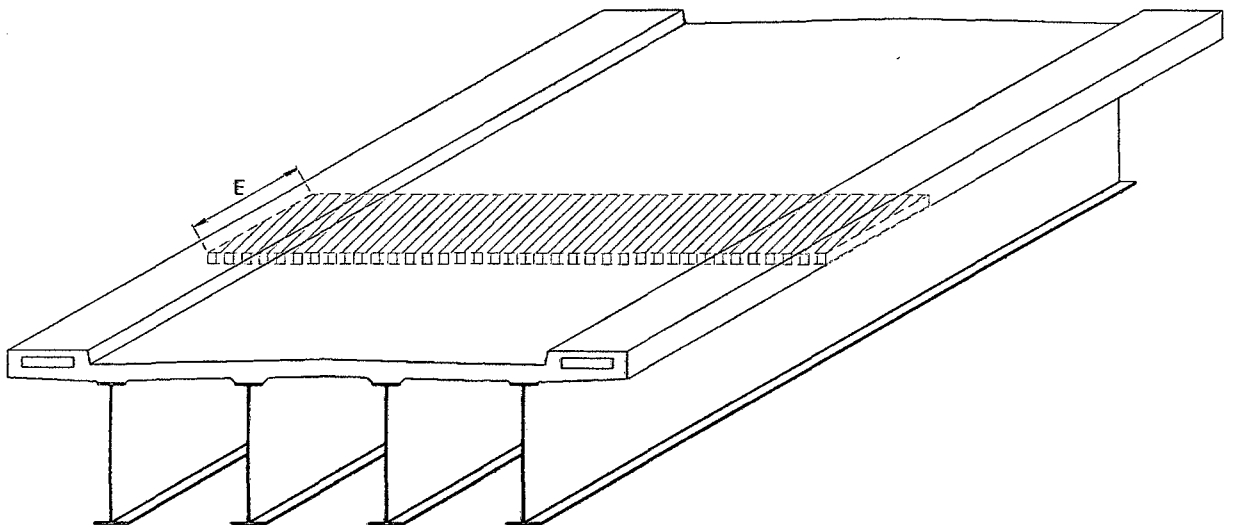
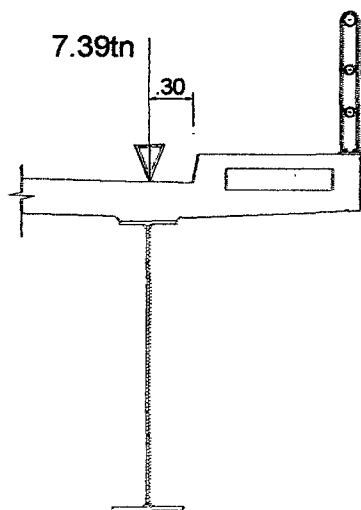


Figura 3.21: Ancho Transversal Equivalente de franja

$E^v =$	$1140 + 0.833X =$	1389.90 mm	Para momento en voladizo
$E^- =$	$1220 + 0.25S =$	1720.00 mm	Para momento negativo.
$E^+ =$	$660 + 0.55S =$	1760.00 mm	Para momento positivo.



S= 2000.00mm (Espaciamiento de los componentes de apoyo)
 X= 0.00mm (Distancia desde la aplicación de la carga)

Para el diseño de las losas, la línea de acción de la carga de la rueda se asume a 0.30 m. de la cara del guardarruedas o bordillo, si la losa no tiene bordillo la carga se localiza a 0.30 m. de la cara de la baranda.

Figura 3.22: Punto de Aplicación de la Carga de rueda

Una vez obtenidos los anchos de franja equivalente se empiezan a calcular las sollicitaciones debidas a las cargas permanentes. Para obtener la carga por unidad de ancho de la franja equivalente, debemos dividir la carga total en un único carril de diseño por el ancho de franja calculado, según corresponda el caso:

Para Momento en Voladizo: $M_{VOLADIZO} = \frac{0.00}{1.3899} = 0.00t - m$

Para Momento Positivo: $M_{0.4L1} = \frac{3.72}{1.76} = 2.11t - m$

Para Momento Negativo: $M_{L1} = \frac{-3.39}{1.72} = -1.97t - m$

Cuadro N° 05: Momentos por Ancho de Franja en el Tablero

Carga	Momento Flector (t-m)				
	Vereda	Voladizo	0.4 L1	L1	0.5 L2
(LL + IM 1VIA)/E	0.00	0.00	2.11	-1.97	1.96
(LL + IM 2VIAS)/E	0.00	0.00	2.30	-2.03	1.96

De la tabla 2.6 obtenemos los factores de presencia múltiple correspondientes:

m₁= 1 vía cargada = 1.20
 m₂= 2 vías cargadas = 1.00

De acuerdo al marco teórico se procede a calcular los momentos afectados por el factor de presencia múltiple según el caso que le corresponda; presentamos los resultados en el cuadro N° 06:

Cuadro N° 06: Momentos Afectados por Factor de Presencia Múltiple “m”

Carga	Momento Flector (t-m)				
	Vereda	Voladizo	0.4 L1	L1	0.5 L2
$(LL + IM_{1VIA})/E \cdot m_1$	0.00	0.00	2.54	-2.36	2.35
$(LL + IM_{2VIAS})/E \cdot m_2$	0.00	0.00	2.30	-2.03	1.96
$(LL + IM)/E \cdot m_{\text{máx.}}$	0.00	0.00	2.54	-2.36	2.35

Ahora se procederá a realizar el análisis tanto para la sobrecarga peatonal como para la sobrecarga vehicular, con la finalidad de obtener esfuerzos máximos, teniendo en cuenta que la carga peatonal se analizará como una vía cargada. El hecho de considerar las cargas peatonales como un "carril cargado" a los efectos de determinar un factor de presencia múltiple (m) se basa en la hipótesis de que la probabilidad de la presencia simultánea de una carga peatonal densa junto con una sobrecarga de diseño es remota.

Si un elemento soporta una acera y dos carriles de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para las siguientes condiciones:

- Un carril de sobrecarga vehicular, $m = 1.20$.
- El mayor valor entre los carriles más significativos de sobrecarga vehicular y las cargas peatonales o dos carriles de sobrecarga vehicular, aplicando $m = 1$ al caso determinante.

Cuadro N° 07: Análisis por Sobrecarga Vehicular (LL) y Peonatal (PL)

Carga	Momento Flector (t-m)				
	Vereda	Voladizo	0.4 L1	L1	0.5 L2
$((LL + IM)/E) \cdot m_{\text{máx}}$	0.00	0.00	2.54	-2.36	2.35
$PL \cdot m_1$	-0.31	-0.47	-0.24	0.09	0.09
$((LL + IM_{1VIA})/E + PL) \cdot m_2$	-0.26	-0.39	1.91	-1.89	2.03
M max.	-0.31	-0.47	2.54	-2.36	2.35

3.2.6.3.6. MOMENTOS DE DISEÑO

Para calcular la sollicitación mayorada total se utilizará la combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento, con lo cual el diseño se realizará en el Estado Límite de Resistencia I como sigue;

Estado Límite: Resistencia I

$$M_{\text{volado } (-)} = 1.25(DC_1 + DC_2 + DC_3) + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$$

$$M_{\text{volado } (-)} = 1.25(-0.58 - 0.49 - 0.14) + 1.5(0.00) + 1.75(-0.47) = -2.33t - m$$

$$M_{0.4L1(+)} = 4.02t - m$$

$$M_{L1(-)} = -4.20t - m$$

$$M_{0.5L2(+)} = 4.45t - m$$

$$M_{\text{vereda } (-)} = -1.56t - m$$

3.2.6.3.7. CÁLCULO DE ACERO EN LOSA Y VEREDAS

Las losas diseñadas del modo tradicional disponen de cuatro capas de armadura, dos en cada dirección. La armadura principal se colocará en sentido perpendicular al tráfico y la armadura de repartición se calculará utilizando la fórmula F.2.6, el concreto utilizado en la losa tendrá una resistencia especificada de $f_c=280\text{kg/cm}^2$; el recubrimiento superior será de 40mm y el inferior de 25mm, dichos datos fueron determinados según lo establecido en el manual de Diseño de Puentes del MTC. Se analizará por metro de losa.

Datos de Diseño

$$f_c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.90 \text{ (flexión)}$$

Antes de proponer el número y separación de las varillas a utilizar, se deben satisfacer una serie de requisitos que serán aplicados para un mejor comportamiento de la losa, y que se detallan a continuación.

Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura:

Los requisitos especificados en el LRFD Artículo 5.7.3.4 se deben aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas con el método empírico; como ya lo mencionamos, la losa se diseñará utilizando el método tradicional, por tanto se procederá a realizar la verificación por fisuramiento del concreto:

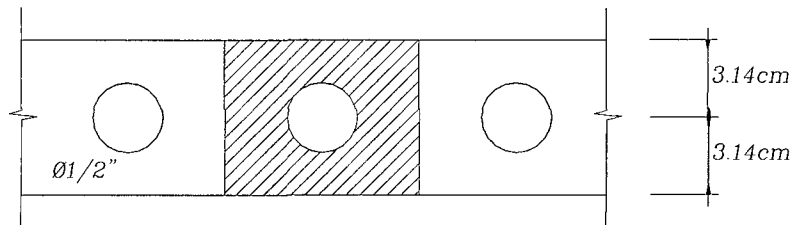
$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y \quad (\text{Esfuerzo admisible para el estado Límite de Servicio})^{62}$$

Donde:

Z= Condición de exposición (En nuestro caso será exposición moderada)

Z= 23000kg/cm²

A= Área tributaria o de influencia de la armadura. En el caso de losas es el área tributaria de una sola barra.



Así pues considerando un recubrimiento de 25mm como lo establece el manual del MTC y la disposición de acero asumida será: Ø=1/2", S=20cm

d_c= Peralte inferior: recubrimiento libre más radio de la barra más cercana.

$$d_c = r + \frac{\phi}{2} = 2.5 + \frac{1.27}{2} = 3.14 \text{ cm} \quad A = \frac{2 \times 3.14 \times 20}{1} = 125.6 \text{ cm}^2$$

De modo que:

$$f_{sa} = \frac{23000}{(3.14 \times 125.6)^{1/3}} = 3136.33 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{s_max} = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

⁶² Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 5.7.3.4

Observamos que $f_{sa} > f_{s_max}$, por lo tanto no se cumple la condición y habría que aumentar el recubrimiento, siendo el recubrimiento no mayor de 50mm como lo especifica el manual AASHTO.

$$d_c = 4.0 + \frac{1.27}{2} = 4.64 \text{ cm} \quad A = \frac{2 \times 4.64 \times 20}{1} = 185.40 \text{ cm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{23000}{(4.64 \times 185.40)^{1/3}} = 2418.35 \text{ kg / cm}^2$$

Ahora se cumple que $f_{sa} < f_{s_max}$, por lo tanto trabajaremos con un recubrimiento inferior de 4.0cm para el diseño del acero.

Una vez que los requisitos anteriores han sido satisfechos, se calculará la armadura principal para momento positivo que se requiere en la dirección primaria debido a la combinación de cargas en el Estado Límite de Resistencia I.

Cuadro N° 08: Propiedades Geométricas del Tablero para el Diseño

	Tramo Interior	Voladizo y Apoyos	Vereda
h	20.00	20.00	15.00
d _c	4.64	4.80	3.14
d	15.36	15.20	11.86

Donde:

h= Peralte del tablero de concreto

d_c= Peralte inferior: recubrimiento libre más radio de la barra más cercana.

d= Peralte efectivo de la losa de concreto

Parámetros del método de diseño por Rotura.

La cuantía de la sección puede encontrarse de la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_u}{f_y}} \right] \quad \text{Donde:} \quad K_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad \text{y} \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

El área de acero estará dada por: $A_s = \rho b d$, siendo:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c b} \qquad c = \frac{a}{0.85}$$

Primer Tramo Interior de Losa

Diseño del Acero Principal

$$M_u = 4.02t - m$$

$$K_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{4.02 \times 10^5}{0.90(100)(15.36^2)} = 18.93 \qquad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85(280)} = 17.65$$

La cuantía será:

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_u}{f_y}} \right] = \frac{1}{17.65} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(18.93)}{4200}} \right] = 0.00470$$

Por tanto el área de acero viene a ser:

$$A_s = \rho b d = 0.00470(100)(15.36) = 7.22 \text{ cm}^2$$

De donde:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.22 \times 4200}{0.85(280)(100)} = 1.27 \text{ cm}$$

La AAHSTO establece que la máxima cantidad de deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{1.27}{0.85} = 1.49 \text{ cm} \qquad \frac{c}{d} = \frac{1.49}{15.36} = 0.097 \leq 0.42$$

Por tanto se considera satisfecha la condición del LRFD.

$$A_s = 7.22 \text{ cm}^2 \qquad \text{Usar : } \emptyset 1/2" @ 0.175 \text{ m}$$

Diseño del Acero Transversal

Cabe recalcar que la armadura de repartición se diseñó perpendicular al tráfico por tanto se toma como un porcentaje de la armadura principal y se calcula como sigue:

$$\% = \frac{3480}{\sqrt{S}} = \frac{3480}{\sqrt{2000}} = 77.82 \leq 67 \quad \text{usar } 67\%$$

$$Asr = \%As = 0.67(7.22) = 4.84 \text{ cm}^2 \quad (\text{Colocados en la capa inferior})$$

Se requiere refuerzo de contracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. Estas disposiciones se refieren sólo a losas estructurales y no son para losas apoyadas sobre el terreno.

$$As_{temp} \geq 7.645 \frac{A_g}{f_y} = 0.7645 \frac{1000 \times 20}{4200} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$As_{long} = Asr + \frac{As_{temp}}{2} = 4.84 + \frac{3.64}{2} = 6.66 \text{ cm}^2$$

Usar : Ø1/2" @ 0.175m

A continuación se presenta el resumen del acero a utilizar en el tablero.

Cuadro N° 09: Distribución de Acero en el Tablero

Tramo	Momento t-m	As principal	Distribución (m)	As transversal	Distribución
1° tramo interior	4.02	7.22 cm ²	Ø 1/2" @ 0.175	6.66 cm ²	Ø1/2" @ 0.175
Apoyo Interior	4.20	7.65 cm ²	Ø 1/2" @ 0.15	6.95 cm ²	Ø1/2" @ 0.175
2° tramo interior	4.45	8.04 cm ²	Ø 1/2" @ 0.15	7.21 cm ²	Ø1/2" @ 0.175
Voladizo	2.33	4.16 cm ²	Ø 1/2" @ 0.30	4.61 cm ²	Ø1/2" @ 0.27
Veredas	1.56	3.61 cm ²	Ø 1/2" @ 0.35	4.24 cm ²	Ø1/2" @ 0.30

3.2.6.4. ANÁLISIS DE LA VIGA PRINCIPAL

La profundidad adecuada de una viga es una consideración sumamente importante que afecta la economía del diseño de una viga de acero. En ausencia de cualquier restricción de profundidad, el LRFD Artículo 2.5.2.6.3 proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo – profundidad; de donde para el caso a desarrollar el predimensionamiento de la viga sería:

$$Peralte_{viga} = 0.040 L = 0.040(50) = 2.00 \text{ m}$$

3.2.6.4.1. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 Kg/m³ puede tomarse como:⁶³

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$\gamma_s = 2.50 \text{ t/m}^3$ Peso Específico del concreto

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia del Concreto

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = 0.043(2500)^{1.5}\sqrt{28} = 28441.83 \text{ MPa}$$

Relación Modular $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28441.83} \quad n = 8$

Para definir la geometría de la viga, propondremos dimensiones iniciales, de donde partiremos para realizar las verificaciones correspondientes y comprobar si la sección propuesta es suficiente para resistir las solicitaciones.

SECCION I

Viga Longitudinal

Geometría de la Sección (m):

bfs= 0.400 Ancho del ala superior

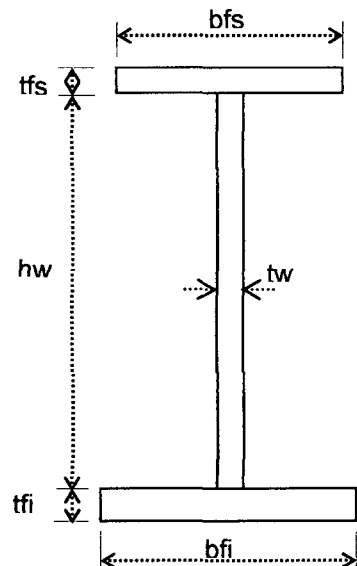
tfs= 0.032 Espesor del ala superior

hw= 2.000 Altura del alma

tw= 0.016 Espesor del alma

bfi= 0.500 Ancho del ala inferior

tfi= 0.050 Espesor del ala inferior



Límites de Proporcionalidad en la Sección

Como paso siguiente se procederá a verificar los límites de proporcionalidad en la sección.

⁶³ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 5.4.2.4

- Proporción en alma

$\frac{D}{tw} = \frac{2000}{16} = 125$, la AASHTO establece que si la relación $\frac{D}{tw}$ es menor que 150, la viga longitudinal no requerirá de rigidizador longitudinal en el alma por que se considera lo suficientemente rígida para absorber los efectos del pandeo, por tanto inicialmente la viga no necesitará de un rigidizador longitudinal, esta condición inicial se definirá una vez calculados los esfuerzos debidos a las solicitaciones.

Aplicando las fórmulas F.2.26.a, F.2.26.b y F.2.26.c del marco teórico, se verifican las proporciones adoptadas para las alas de la viga, tanto para el ala superior como para el ala inferior:

Proporción en Alas

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 \qquad bf \geq \frac{D}{6} \qquad tf \geq 1.1tw$$

Ala Superior

bfs/2tfs	=	6.25	≤	12	OK Cumple verificación
D/6	=	0.33	≤	bfs	OK Cumple verificación
1.1tw	=	0.018	≤	tfs	OK Cumple verificación

Ala Inferior

bfi/2tfi	=	5.00	≤	12	OK Cumple verificación
D/6	=	0.33	≤	bfi	OK Cumple verificación
1.1tw	=	0.018	≤	tfi	OK Cumple verificación

La sección propuesta cumple con las condiciones de proporción tanto de las alas como del alma, por tanto tenemos dimensiones inicialmente aceptables para continuar con nuestro cálculo.

Ancho efectivo de Alas

Representa el ancho de losa que actúa sobre la viga en la distribución de cargas para el cálculo de los esfuerzos y reacciones en la misma, del marco teórico se tiene:

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo (b_i), se puede tomar como el menor valor entre:

➤ Un cuarto de la longitud de tramo efectiva: $\frac{1}{4}L = \frac{50}{4} = 12.5m$

➤ 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor:

$$12ts + \max(tw, \frac{1}{2}bfs) = 2.60m$$

➤ La separación promedio de las vigas adyacentes: $S = 2.00\text{ m}$

Se utilizará el menor valor de los antes calculados [$\frac{1}{4}L$, $(12ts + bf/2)$, S] para calcular el ancho de ala efectivo; por lo tanto el ancho de ala efectivo es: $b_i = 2.00\text{ m}$

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo (b_e), se puede tomar como la mitad del espaciamiento entre vigas más el menor valor entre:

➤ Un octavo de la longitud de tramo efectiva: $\frac{1}{8}L = \frac{50}{8} = 6.25m$

➤ 6 veces el espesor promedio de la losa, más el semiancho del alma o un cuarto del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor:

$$6ts + \max(\frac{1}{2}tw, \frac{1}{4}bfs) = 1.30m$$

➤ Ancho del volado: $d_{ex} = 1.50\text{ m}$

Por lo tanto el ancho de ala efectivo es: $b_e = 2.30\text{ m}$

Para efectos del análisis de las propiedades de la sección tomaremos como ancho efectivo de losa al menor valor de estos, por tanto adoptamos $b_s = 2.00m$, seguidamente calcularemos las propiedades de la sección de losa para dicho ancho efectivo:

A_{losa}	=	0.400	m^2	Área de losa
$I_{\text{losa x-x}}$	=	0.0013	m^4	Inercia de losa en x
$I_{\text{losa y-y}}$	=	0.1333	m^4	Inercia de losa en y

El LRFD Arto. 6.10.1.1.1b establece que para calcular los esfuerzos de flexión dentro de las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la cubierta de concreto.

Para cargas transitorias asumidas aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a corto plazo, n . Para cargas permanentes asumidas aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a largo plazo, $3n$.

Propiedades de la Sección para la Viga Sola:

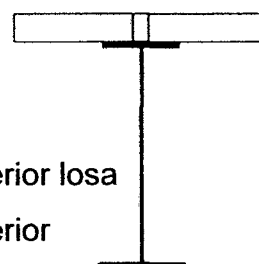
A	=	0.0698	m ²	Área de la sección
I _{x-x}	=	0.0479	m ⁴	Inercia en x
I _{y-y}	=	0.0007	m ⁴	Inercia en y
y _t	=	1.2128	m	Distancia del eje a la fibra superior
y _b	=	0.8692	m	Distancia del eje a la fibra inferior
S _t	=	0.0395	m ³	Módulo de sección fibra superior
S _b	=	0.0551	m ³	Módulo de sección fibra inferior



Propiedades para la Sección Compuesta a largo Plazo (3n=24):

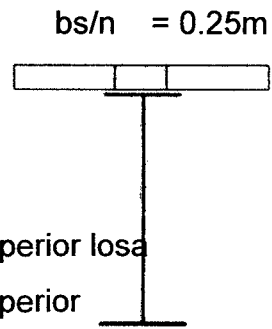
$bs/3n = 0.083 \text{ m}$

A	=	0.0865	m ²	Área de la sección
I _{x-x}	=	0.0711	m ⁴	Inercia en x
I _{y-y}	=	0.0062	m ⁴	Inercia en y
y _{ts}	=	1.1598	m	Distancia del eje a la fibra superior losa
y _t	=	0.9598	m	Distancia del eje a la fibra superior
y _b	=	1.1222	m	Distancia del eje a la fibra inferior
S _{losa}	=	0.0613	m ³	Módulo de sección fibra superior losa
S _t	=	0.0741	m ³	Módulo de sección fibra superior
S _b	=	0.0634	m ³	Módulo de sección fibra inferior



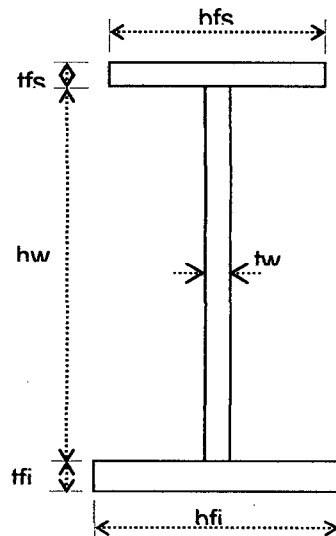
Propiedades para la Sección Compuesta a corto Plazo (n=8):

- A = 0.1198 m² Área de la sección
- I_{x-x} = 0.0982 m⁴ Inercia en x
- I_{y-y} = 0.0174 m⁴ Inercia en y
- y_{ts} = 0.8649 m Distancia del eje a la fibra superior losa
- y_t = 0.6649 m Distancia del eje a la fibra superior
- y_b = 1.4171 m Distancia del eje a la fibra inferior
- S_{losa} = 0.1136 m³ Módulo de sección fibra superior losa
- S_t = 0.1478 m³ Módulo de sección fibra superior
- S_b = 0.0693 m³ Módulo de sección fibra inferior



Cuadro Nº 10: Geometría de las Secciones de Viga

	GEOMETRIA	
	SECCION II	SECCION III
bfs	0.400	0.400
tfs	0.025	0.025
hw	2.000	2.000
tw	0.016	0.016
bfi	0.500	0.500
tfi	0.038	0.025



Cuadro Nº 11: Propiedades de las Secciones de Viga

	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES					
	SECCION II			SECCION III		
	VIGA SOLA	SECCION COMPUESTA		VIGA SOLA	SECCION COMPUESTA	
		3n = 24	n = 8		3n = 24	n = 8
A	0.0610	0.0777	0.1110	0.0545	0.0712	0.1045
I_{x-x}	0.0393	0.0606	0.0842	0.0336	0.0512	0.0696
I_{y-y}	0.0050	0.0061	0.0172	0.0004	0.0059	0.0171
y_{ts}	-	1.1025	0.8015	-	0.9971	0.7109
y_t	1.1764	0.9025	0.6015	1.0714	0.7971	0.5109
y_b	0.8866	1.1605	1.4615	0.9786	1.2529	1.5391
S_{losa}	-	0.5500	0.1050	-	0.0513	0.0979
S_t	0.0334	0.0672	0.1400	0.0314	0.0642	0.1362
S_b	0.0443	0.0522	0.0576	0.0344	0.0409	0.0452

3.2.6.4.2. CALCULO DE LAS CARGAS Y SOLICITACIONES

3.2.6.4.2.1. Medrado de Cargas

Para el medrado de cargas por viga, se toma como ancho tributario el ancho efectivo de las alas, una vez calculadas las cargas, estas son asignadas a las vigas respectivas y luego se procede al cálculo de las solicitaciones, Se tiene en cuenta el peso de las cargas muertas actuantes; para las cargas que se presentarán durante la construcción se estimó inicialmente un 20% del peso de la viga, a continuación se presenta el medrado de cargas tanto en vigas interiores como exteriores para el cálculo de las respectivas solicitaciones:

Viga Interior

Cálculo del peso propio de la viga metálica:

$$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Peso específico del acero} \quad (\text{tabla 2.1})$$

$$W_{DC} = 7.85(0.40 \times 0.032 + 2 \times 0.016 + 0.50 \times 0.05) = 0.548t / m$$

Peso de otros elementos metálicos:

$$W_{DC} = 0.20 \times 0.548 = 0.1096t / m$$

$$W_{DC} = 0.110t / m$$

Peso de la losa:

Se calculará el peso de la losa para el ancho efectivo de losa correspondiente a la viga interior, cuyo valor es:

$$b_e = 2.00 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Peso específico del concreto} \quad (\text{tabla 2.1})$$

$$W_{DC} = 2 \times 0.20 \times 2.5 = 1.00t / m$$

Peso de equipos, encofrado y montaje:

Para este caso de carga, se estimará el 20% del peso propio de las vigas metálicas.

$$W_{DC} = 0.20 \times 0.548 = 0.1096t / m$$

$$W_{DC} = 0.110t / m$$

Peso de veredas:

Las veredas están fuera del área de influencia de las vigas interiores, por tanto:

$$W_{DC} = 0.000t / m$$

Peso de barandas:

Las barandas están fuera del área de influencia de las vigas interiores, por tanto:

$$W_{DC} = 0.000t / m$$

Peso de la superficie de desgaste:

$$b_e = 2.00 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 2200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Peso específico del asfalto} \quad (\text{tabla 2.1})$$

$$W_{DW} = 2 \times 0.05 \times 2.20 = 0.220t / m$$

Donde:

W_{DC1} = Peso de la viga, elementos metálicos, losa de concreto, equipos, encofrado

W_{DC2} = Peso de veredas y barandas

W_{DW} = Peso de la superficie de desgaste

Resumen de Cargas en Vigas Interiores

$$W_{DC1} = 1.767 \text{ t/m} \quad \text{Peso de Componente}$$

$$W_{DC2} = 0.000 \text{ t/m} \quad \text{Peso de Componente}$$

$$W_{DW} = 0.220 \text{ t/m} \quad \text{Peso de superficie de desgaste}$$

Viga Exterior

$W_{DC} =$	0.548 t/m	Peso propio de la viga
$W_{DC} =$	0.110 t/m	Peso de otros elementos metálicos
$W_{DC} =$	1.150 t/m	peso de losa de concreto
$W_{DC} =$	0.110 t/m	Peso de Equipos, encofrado y montaje
$W_{DC} =$	0.453 t/m	Peso de veredas
$W_{DC} =$	0.100 t/m	Peso de Barandas
$W_{DW} =$	0.253 t/m	Peso de superficie de desgaste
$W_{PL} =$	0.360 t/m	Sobrecarga Peatonal

Resumen de Cargas en Vigas Exteriores

$W_{DC1} =$	1.917 t/m	Peso de Componente
$W_{DC2} =$	0.553 t/m	Peso de Componente
$W_{DW} =$	0.253 t/m	Peso de superficie de desgaste
$W_{PL} =$	0.360 t/m	Sobrecarga Peatonal

3.2.6.4.2.2. Solicitaciones por Cargas Permanentes

Para el cálculo de momentos flectores y fuerzas cortantes, las especificaciones AASHTO, recomienda que el análisis se debe efectuar para cada decimo de luz del puente.

A) Efectos por Cargas Permanentes en Vigas Interiores

$$W_{DC1} = 1.767 \text{ t/m} \qquad W_{DC2} = 0.00 \text{ t/m} \qquad W_{DW} = 0.22 \text{ t/m}$$

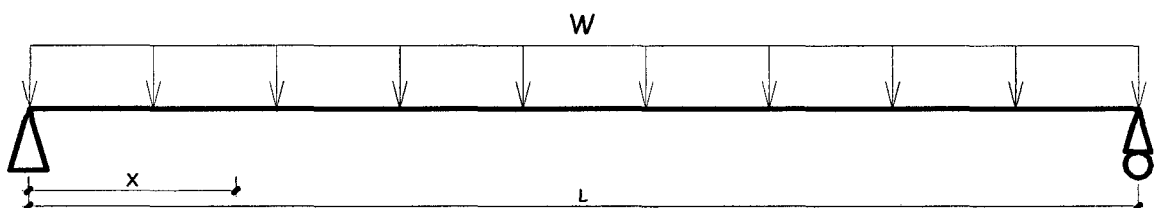


Figura 3.23: Distribución de Cargas Permanentes en Vigas

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado con una carga uniformemente distribuida (w), la fuerza cortante (V_x) y el momento flexionante (M_x) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados por:

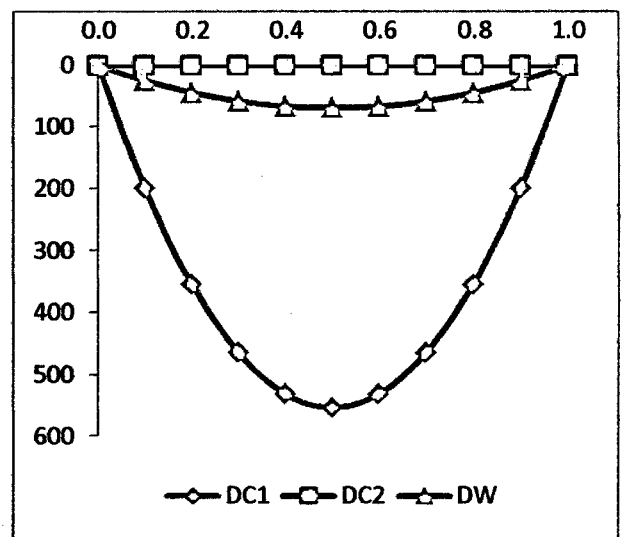
$$M_x = \frac{wx}{2}(L-x) \quad ; \text{ para el cálculo de momentos flectores.}$$

$$V_x = w\left(\frac{L-2x}{2}\right) \quad ; \text{ para el cálculo de fuerzas cortantes.}$$

Los cuadros siguientes resumen las fuerzas cortantes (V_x) y los momentos flexionantes (M_x) por carga muerta sin factorar para una viga típica a cualquier distancia (x) del apoyo.

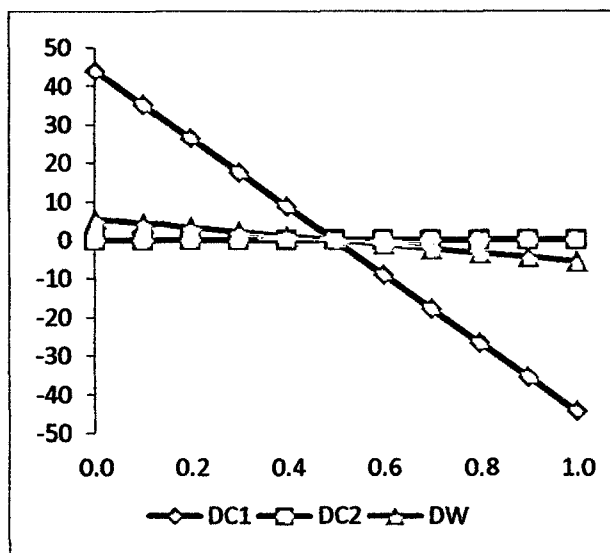
Cuadro N° 12: Momentos Flectores en Vigas Interiores

Distancia / L L = 50 m.	Momento Flector		
	DC ₁	DC ₂	DW
0.0	0.000	0.000	0.000
0.1	198.799	0.000	24.750
0.2	353.420	0.000	44.000
0.3	463.864	0.000	57.750
0.4	530.131	0.000	66.000
0.5	552.219	0.000	68.750
0.6	530.131	0.000	66.000
0.7	463.864	0.000	57.750
0.8	353.420	0.000	44.000
0.9	198.799	0.000	24.750
1.0	0.000	0.000	0.000



Cuadro N° 13: Fuerzas Cortantes en Vigas Interiores

Distancia / L L = 50 m	Fuerza Cortante		
	DC ₁	DC ₂	DW
0.0	44.178	0.000	5.500
0.1	35.342	0.000	4.400
0.2	26.507	0.000	3.300
0.3	17.671	0.000	2.200
0.4	8.836	0.000	1.100
0.5	0.000	0.000	0.000
0.6	-8.836	0.000	-1.100
0.7	-17.671	0.000	-2.200
0.8	-26.507	0.000	-3.300
0.9	-35.342	0.000	-4.400
1.0	-44.178	0.000	-5.500



B) Efectos por Cargas Permanentes en Vigas Exteriores

$W_{DC1} = 1.917 \text{ t/m}$

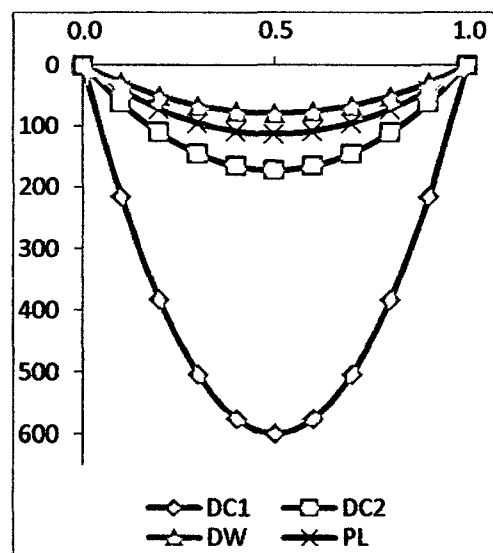
$W_{DC2} = 0.55 \text{ t/m}$

$W_{DW} = 0.25 \text{ t/m}$

$W_{PL} = 0.360 \text{ t/m}$

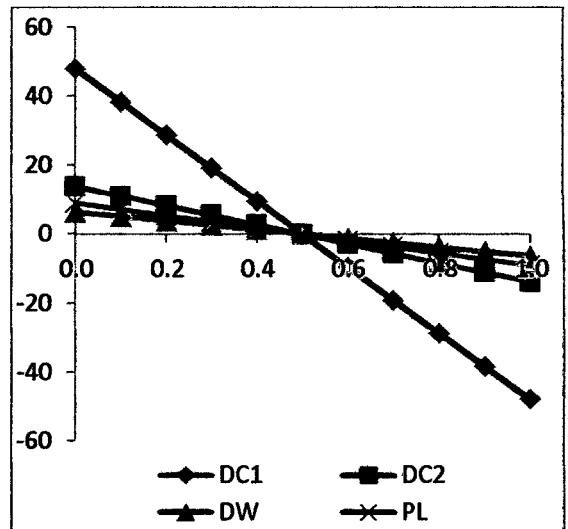
Cuadro N° 14: Momentos Flectores en Vigas Exteriores

D / L L = 50 m	Momento Flector			
	DC ₁	DC ₂	DW	PL
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	215.674	62.213	28.463	40.500
0.2	383.420	110.600	50.600	72.000
0.3	503.239	145.163	66.413	94.500
0.4	575.131	165.900	75.900	108.000
0.5	599.094	172.813	79.063	112.500
0.6	575.131	165.900	75.900	108.000
0.7	503.239	145.163	66.413	94.500
0.8	383.420	110.600	50.600	72.000
0.9	215.674	62.213	28.463	40.500
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000



Cuadro N° 15: Fuerzas Cortantes en Vigas Interiores

D / L	Fuerza Cortante			
	DC ₁	DC ₂	DW	PL
L = 50 m				
0.0	47.928	13.825	6.325	9.000
0.1	38.342	11.060	5.060	7.200
0.2	28.757	8.295	3.795	5.400
0.3	19.171	5.530	2.530	3.600
0.4	9.586	2.765	1.265	1.800
0.5	0.000	0.000	0.000	0.000
0.6	-9.586	-2.765	-1.265	-1.800
0.7	-19.171	-5.530	-2.530	-3.600
0.8	-28.757	-8.295	-3.795	-5.400
0.9	-38.342	-11.060	-5.060	-7.200
1.0	-47.928	-13.825	-6.325	-9.000



3.2.6.4.2.3. Factor de Distribución Lateral de Cargas para Flexión y Cortante

Este factor sirve para realizar una redistribución de los esfuerzos generados por efectos de la sobrecarga vehicular en vigas interiores y exteriores.

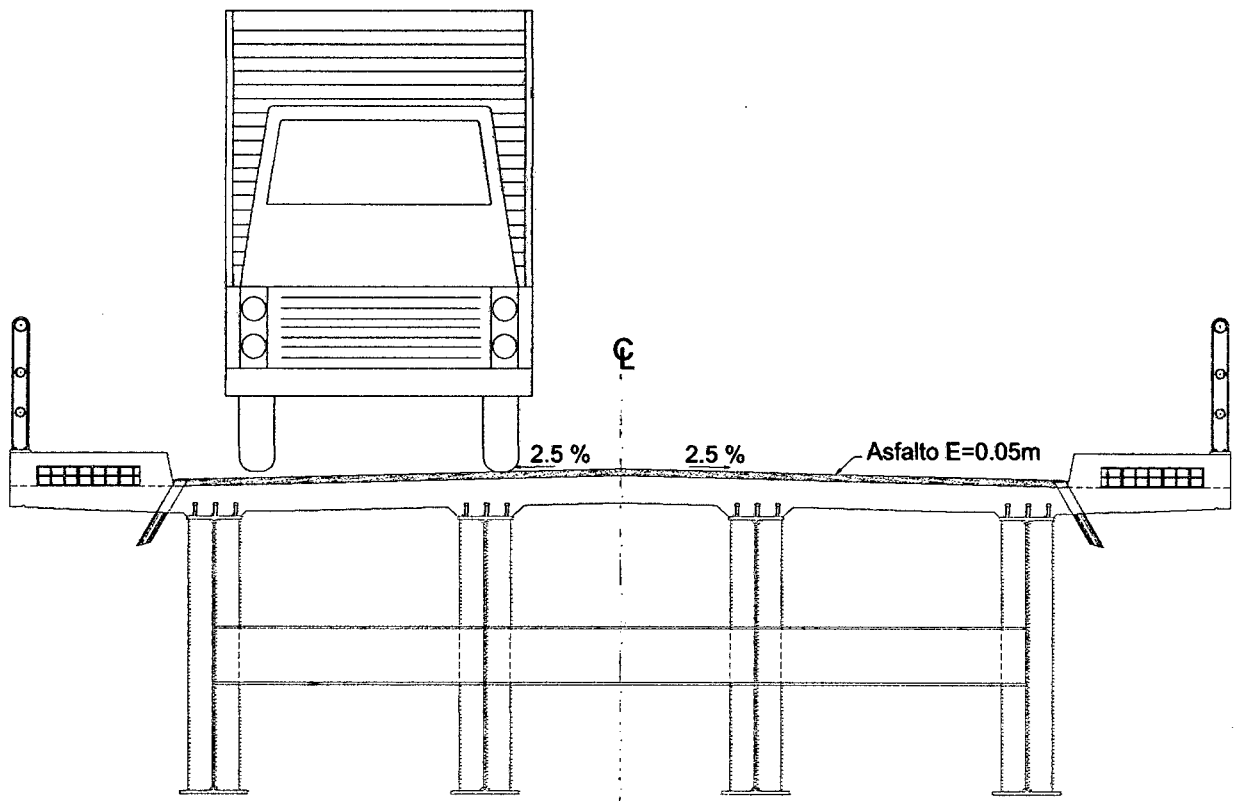


Figura 3.24: Ubicación transversal del Camión en el Puente

El camión o tándem de diseño será ubicado transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

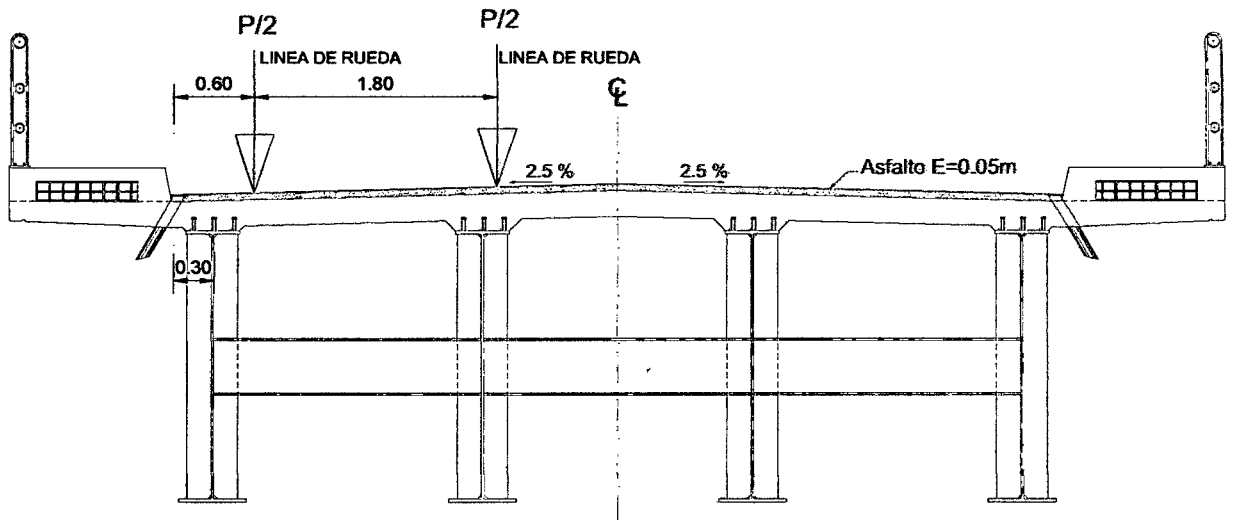


Figura 3.25: Ubicación de los ejes del Camión en la sección transversal del Puente

a) Factor de Distribución Lateral de Cargas para Flexión y Corte.

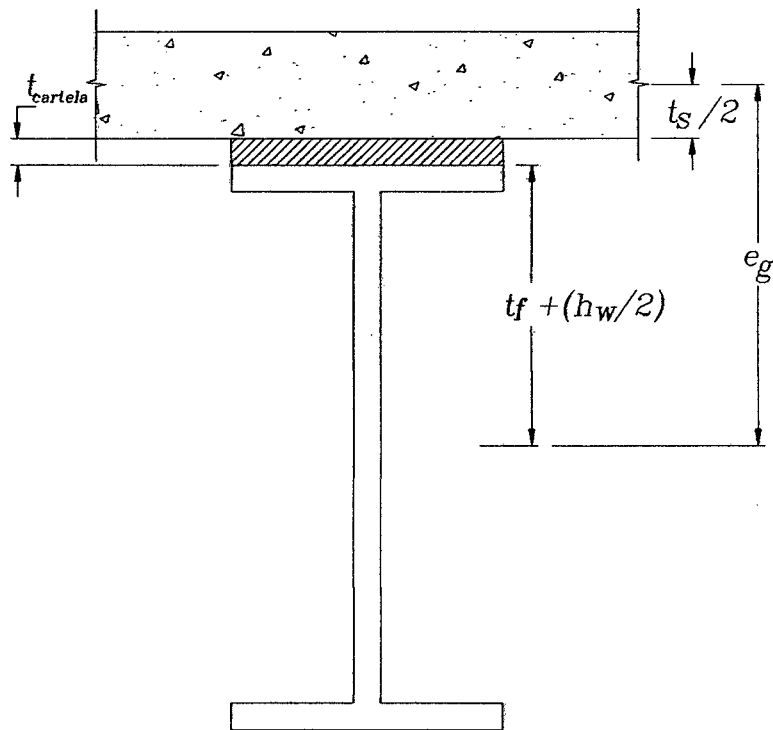


Figura 3.26: Distancia entre centros de gravedad de la viga y la losa.

Relación Modular de la Viga respecto a la Losa	$n =$	8
Inercia de Viga	$I =$	0.0479 m ⁴
Área de Viga	$A =$	0.0698 m ²
Distancia entre los C.G. de Losa y Viga	$e_g =$	1.31 m
Longitud de Viga	$L =$	50.00 m
Espesor de Losa	$t_s =$	0.20 m
Espaciamiento entre Vigas	$S =$	2.00 m
Distancia del Inicio de Calzada el Eje de Viga Ext.	$d_e =$	0.30 m

Parámetro de Rigidez Longitudinal

$$K_g = n(I + A.e_g^2)$$

$$K_g = 1.3453 \text{ m}^4$$

Para Momentos en vigas interiores:

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores se determinara de la fórmula F.2.7 como sigue:

$$g_{\text{momento_int}} = 0.6 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{\text{momento_int}} = 0.6 + \left(\frac{2000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{50000}\right)^{0.3} \left(\frac{1345300}{50000 \times 200^3}\right)^{0.1} = 0.376$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores se determinará a partir de la fórmula F.2.8 como sigue:

$$g_{\text{momento_int}} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{\text{momento_int}} = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2000}{50000}\right)^{0.2} \left(\frac{13453000}{50000 \times 200^3}\right)^{0.1} = 0.550$$

Por lo tanto gobierna: $mg_i = 0.550$

Para Momentos en vigas exteriores:

De la fórmula F.2.10 para un carril cargado:

$$R = 0.425V \Rightarrow g_{\text{momento_ext}} = 1.2 \times 0.425 \Rightarrow g_{\text{momento_ext}} = 0.510$$

De la fórmula F.2.11 para dos o más carriles cargados:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.77 + \frac{300}{2800} = 0.877 \quad g_{\text{momento_ext}} = g_{\text{momento_int}} e = 0.550 \times 0.877 = 0.482$$

Por lo tanto gobierna: $mg_e = 0.510$

Los factores de distribución por sobrecarga para cortante en una viga interior son calculados de manera similar. El rango de aplicación es similar al utilizado para momento.

Para Cortante en vigas interiores:

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores de la fórmula F.2.12 como sigue:

$$g_{\text{cortante_int}} = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.36 + \frac{2000}{7600} = 0.563$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores se determinará a partir de la fórmula F.2.13 como sigue:

$$g_{\text{cortante_int}} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{2000}{10700} \right)^2 = 0.721$$

Por lo tanto gobierna: $mg_i = 0.721$

Para Cortante en vigas exteriores:

De la fórmula F.2.14 para un carril cargado:

$$R = 0.425V \Rightarrow g_{\text{cortante_ext}} = 1.2 \times 0.425 \Rightarrow g_{\text{cortante_ext}} = 0.510$$

De la fórmula F.2.15 para dos o más carriles cargados:

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{300} = 0.6 + \frac{300}{3000} = 0.700 \quad g_{\text{cor tan te}_{\text{ext}}} = g_{\text{cor tan te}_{\text{int}}} e = 0.721 \times 0.7 = 0.504$$

Por lo tanto gobierna: $mg_e = 0.510$

El camión de diseño para fatiga es un vehículo de un solo carril que no incluye el factor de presencia múltiple. Los factores de Distribución aproximados ya incluyen los factores de presencia múltiple, por lo tanto se debe eliminar el factor de presencia múltiple de un solo carril (1.20) del FDLC para un carril y así obtener el FDLC por fatiga:

Cuadro N° 16: Resumen de factor de Distribución Lateral de Cargas por Viga

	Viga Interior		Viga Exterior	
Momento	$g_{\text{momento int}}$	0.550	$g_{\text{momento ext}}$	0.510
Cortante	$g_{\text{cortante int}}$	0.721	$g_{\text{cortante ext}}$	0.510
Momento por Fatiga	$g_{\text{momento fi}}$	0.314	$g_{\text{momento fe}}$	0.425
Cortante por Fatiga	$g_{\text{cortante fi}}$	0.469	$g_{\text{cortante fe}}$	0.425

3.2.6.4.2.4. Solicitaciones por Sobrecarga Vehicular

A continuación se presentan los efectos que se generan por la acción de la sobrecarga vehicular especificados en el Manual de Diseño de Puentes del MTC y en el marco teórico de la presente investigación, los cuales fueron calculados utilizando un programa de análisis estructural, en este caso, el software Sap2000 versión 14; los resultados que se presentan en los cuadros N°19, 20, 21 y 22 son los efectos por carril, a los cuales se les aplicará el factor de distribución lateral de cargas correspondiente con la finalidad de obtener los efectos que se generan en cada viga.

Para efectos de obtener el momento máximo, la viga se analiza para el tren de cargas del Camión de Diseño, del Tándem de Diseño y para la Carga de Carril; el momento máximo de Diseño se tomará como el mayor momento entre el Tándem de Diseño y el Camión de Diseño mas el momento generado por la carga de Carril; luego se añadirá el impacto correspondiente, el cual es de 33% para el estado Límite de Resistencia y 15% para el estado Límite de Fatiga, tal y como lo especifica la AASHTO; similar procedimiento se aplicará para el cálculo de las cortantes.

En el análisis de la viga se debe colocar las cargas en las posiciones más desfavorables. Para determinar la posición de la carga viva más desfavorable que causa los mayores efectos de cortantes o momentos se puede hacer uso de las líneas de influencia y evitar así someter la estructura a la infinidad de posiciones de carga. Según el teorema de Borelli, la posición más desfavorable que produce el máximo momento, es aquella en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistan del centro de luz.

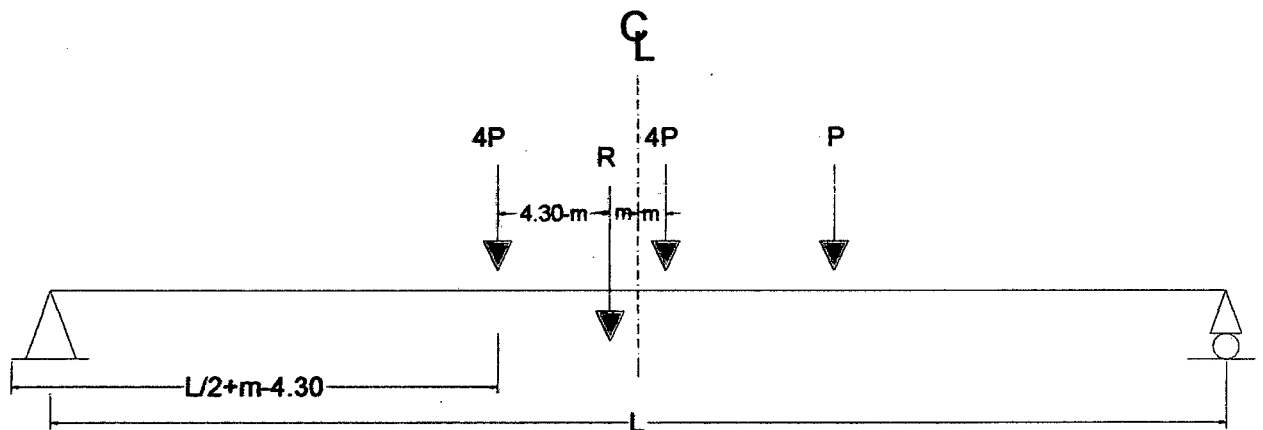
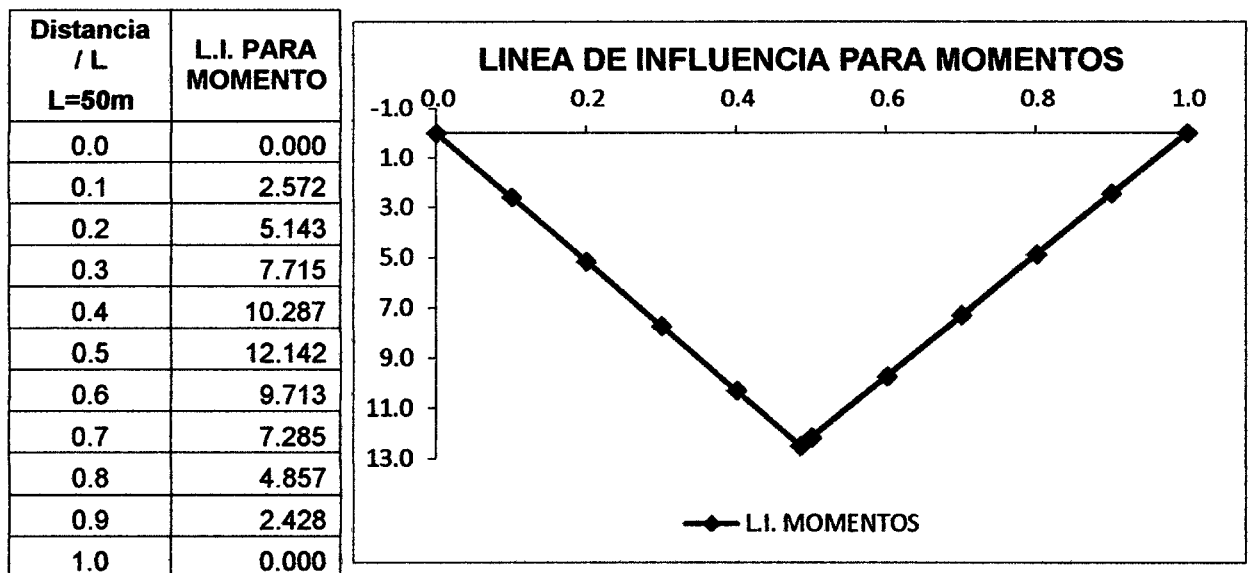


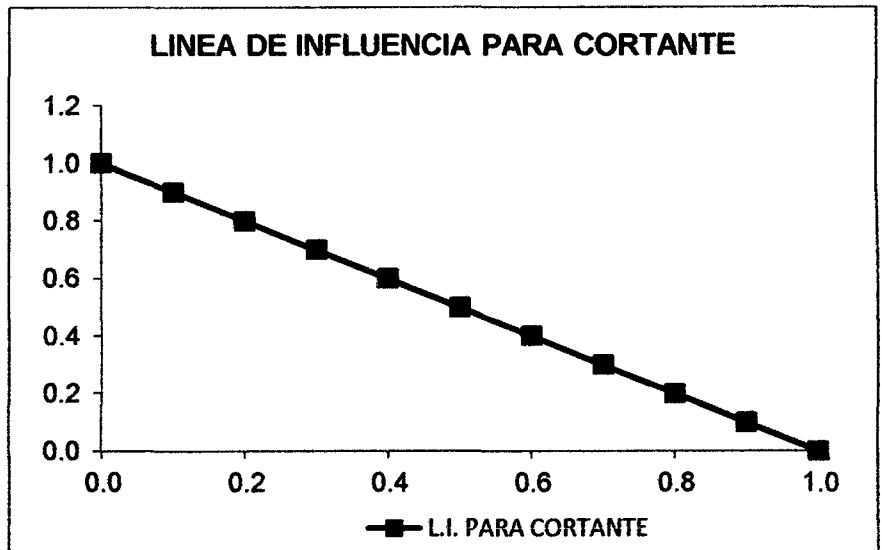
Figura 3.27: Posición de cargas que crea el momento máximo en las Vigas Longitudinales.

Cuadro N° 17: Línea de Influencia para Momentos Flectores



Cuadro N° 18: Línea de Influencia para Fuerzas Cortantes

Distancia / L L=50m	L.I. PARA CORTANTE
0.0	1.000
0.1	0.900
0.2	0.800
0.3	0.700
0.4	0.600
0.5	0.500
0.6	0.400
0.7	0.300
0.8	0.200
0.9	0.100
1.0	0.000

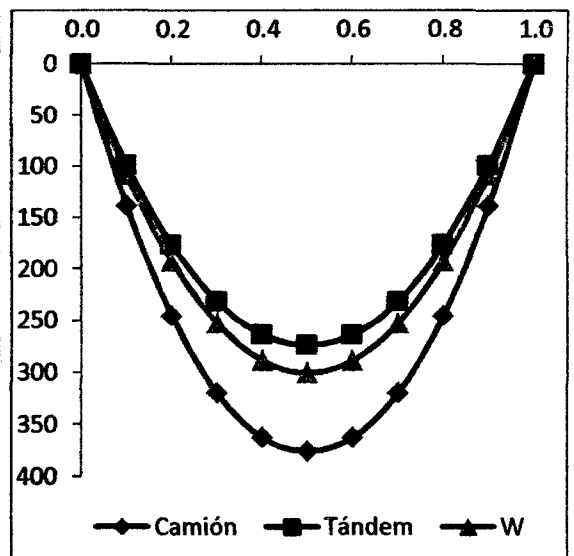


A) Efectos por Sobrecarga Vehicular HL-93 por ancho de vía.

Se análisis se realizó utilizando un software especializado en cálculo estructural como es el Sap2000 versión 14, en el cual se introdujo las cargas del camión de diseño especificados en el manual del MTC y en este documento.

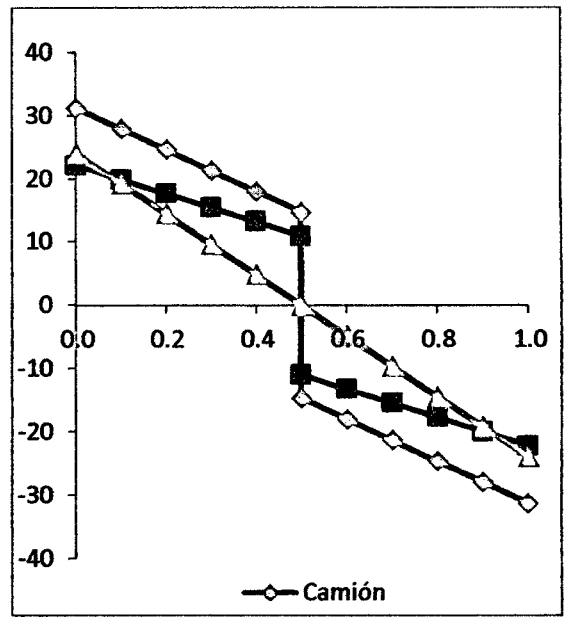
Cuadro N° 19: Momentos Flectores por S/C vehicular por ancho de Vía

Distancia / L L = 50 m.	Momento Flector	Momento Flector	Momento Flector
	Camión	Tándem	W
0.0	0.000	0.000	0.000
0.1	138.456	98.757	107.982
0.2	244.816	175.787	191.972
0.3	319.166	231.090	251.972
0.4	362.013	263.111	287.982
0.5	374.658	273.025	300.000
0.6	362.013	263.111	287.982
0.7	319.166	231.090	251.972
0.8	244.816	175.787	191.972
0.9	138.456	98.757	107.982
1.0	0.000	0.000	0.000



Cuadro N° 20: Fuerzas Cortantes por S/C vehicular por ancho de Vía

Distancia / L L = 50 m.	Fuerza Cortante	Fuerza Cortante	Fuerza Cortante
	Camión	Tándem	W
0.0	31.244	22.157	24.000
0.1	27.932	19.915	19.200
0.2	24.619	17.672	14.400
0.3	21.306	15.429	9.600
0.4	17.993	13.187	4.800
0.5	14.680	10.944	0.000
0.5	-14.680	-10.944	0.000
0.6	-17.993	-13.187	-4.800
0.7	-21.306	-15.429	-9.600
0.8	-24.619	-17.672	-14.400
0.9	-27.932	-19.915	-19.200
1.0	-31.244	-22.157	-24.000



B) Efectos por Sobrecarga Vehicular HL-93 por ancho de vía para el estado Límite de Fatiga y Fractura

El manual del MTC especifica que para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, pero con una distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN; de lo cual tenemos lo siguiente:

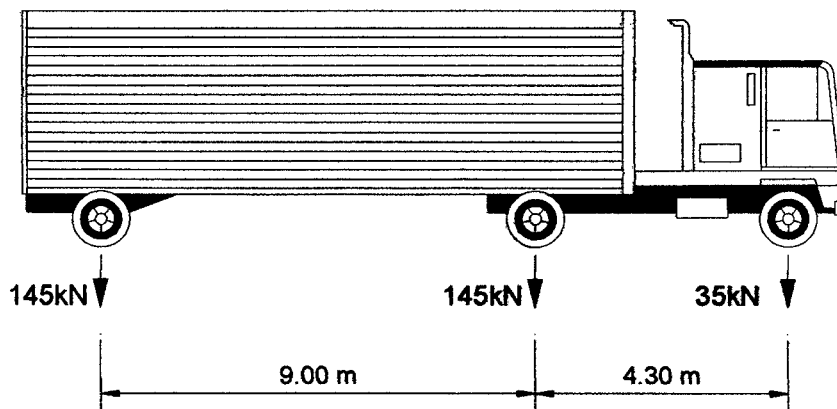


Figura 3.28: Camión de Diseño utilizado para el estado Límite de Fatiga

De manera similar al caso anterior, para efectos de obtener el momento máximo generado por fatiga en las vigas longitudinales; se analizó utilizando un software especializado en cálculo estructural como es el Sap2000 versión 14, en el cual se introdujo las cargas del camión de diseño que se especifica para este estado límite; los

El cálculo de los efectos por viga se realizará aplicando la siguiente fórmula:

$$\text{Momento}_{\text{viga}} = \text{Momento}_{\text{carril}} \times g_{\text{correspondiente}}$$

$$\text{Cor tan te}_{\text{viga}} = \text{Cor tan te}_{\text{carril}} \times g_{\text{correspondiente}}$$

Cuadro N° 23: Efectos por sobrecarga vehicular en vigas interiores y exteriores

Viga	Vigas Interiores				Vigas Exteriores			
	Momento Flector	Momento Flector	Fuerza Cortante	Fuerza Cortante	Momento Flector	Momento Flector	Fuerza Cortante	Fuerza Cortante
	Camión Tándem	W	Camión Tándem	W	Camión Tándem	W	Camión Tándem	W
0.0	0.000	0.000	22.515	17.295	0.000	0.000	15.935	12.240
0.1	76.087	59.340	20.128	13.836	70.613	55.071	14.245	9.792
0.2	134.353	105.496	17.741	10.377	124.856	97.906	12.556	7.344
0.3	175.393	138.468	15.354	6.918	162.775	128.506	10.866	4.896
0.4	198.939	158.256	12.966	3.459	184.626	146.871	9.176	2.448
0.5	205.888	164.861	10.579	0.000	191.076	153.000	7.487	0.000
0.6	198.939	158.256	-12.966	-3.459	184.626	146.871	-9.176	-2.448
0.7	175.393	138.468	-15.354	-6.918	162.775	128.506	-10.866	-4.896
0.8	134.535	105.496	-17.741	-10.377	124.856	97.906	-12.556	-7.344
0.9	76.087	59.340	-20.128	-13.836	70.613	55.071	-14.245	-9.792
1.0	0.000	0.000	-22.515	-17.295	0.000	0.000	-15.935	-12.240

Cuadro N° 24: Efectos por sobrecarga vehicular para el estado limite de fatiga en vigas interiores y exteriores

Viga	Vigas Interiores				Vigas Exteriores			
	Momento Flector	Momento Flector	Fuerza Cortante	Fuerza Cortante	Momento Flector	Momento Flector	Fuerza Cortante	Fuerza Cortante
	Camión	w	Camión	w	Camión	w	Camión	w
0.0	0.000	0.000	13.853	0.000	0.000	0.000	14.760	0.000
0.1	40.731	0.000	12.299	0.000	64.916	0.000	13.104	0.000
0.2	71.392	0.000	10.744	0.000	113.784	0.000	11.447	0.000
0.3	93.080	0.000	9.189	0.000	148.350	0.000	9.791	0.000
0.4	104.852	0.000	7.635	0.000	167.112	0.000	8.134	0.000
0.5	107.280	0.000	6.080	0.000	170.982	0.000	6.478	0.000
0.6	104.852	0.000	-7.635	0.000	167.112	0.000	-8.134	0.000
0.7	83.080	0.000	-9.189	0.000	148.350	0.000	-9.791	0.000
0.8	71.392	0.000	-10.744	0.000	113.784	0.000	-11.447	0.000
0.9	40.731	0.000	-12.299	0.000	64.916	0.000	-13.104	0.000
1.0	0.000	0.000	-13.853	0.000	0.000	0.000	-14.760	0.000

3.2.6.4.2.5. Cálculo de los Esfuerzos Últimos

Ahora procederemos a efectuar el cálculo de los esfuerzos últimos por flexión que se generan en cada sección de la viga longitudinal; para esto se empleará los conocimientos básicos de resistencia de materiales, en donde el esfuerzo normal máximo producido por flexión se calcula dividiendo el momento de mayor magnitud obtenido sobre el punto de interés, entre el módulo de sección del elemento correspondiente.

El cálculo de esfuerzos se realizará para el Estado Límite de resistencia I, Servicio II y Fatiga y se verificará en la fibra superior de losa, así como en la fibra superior e inferior de la viga. En el análisis, debe tenerse en cuenta que a las cargas permanentes del tipo DC1, le corresponde el módulo de sección para la viga sola, "S"; a las cargas del tipo DC2 y DW le corresponde el módulo de sección para la sección compuesta a largo plazo, "S_{3n}"; y a todas las cargas vivas le corresponde la sección a corto plazo, "S_n". La aplicación de cada uno de estos esfuerzos según el estado límite a analizar se realizará utilizando las ecuaciones que se presentan a continuación:

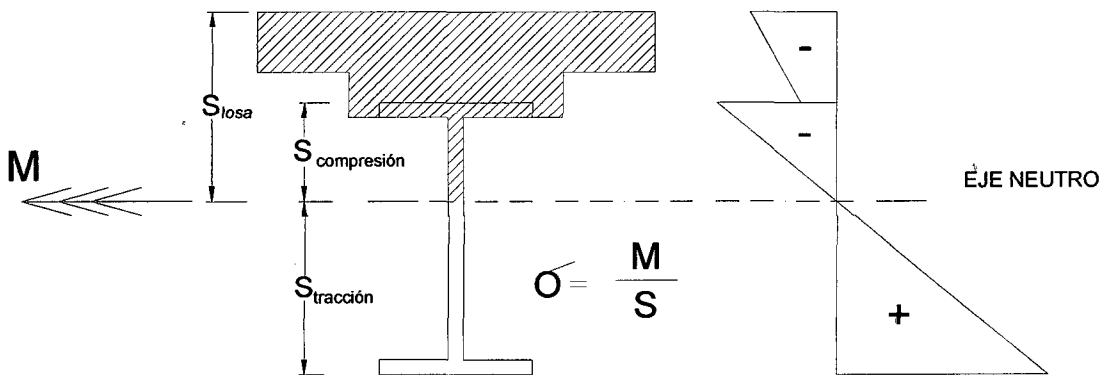


Figura 3.29: Esfuerzos en la sección Compuesta

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

Esfuerzos en la fibra superior de la Losa:

$$\sigma = 0.95 \left[1.25 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1.5 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.75 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right] / n$$

Esfuerzos en la fibra superior e inferior de viga:

$$\sigma = 0.95 \left[1.25 \frac{M_{DC1}}{S} + 1.25 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1.5 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.75 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right]$$

ESTADO LIMITE DE SERVICIO II

Esfuerzos en la fibra superior de la Losa:

$$\sigma = 1 \left[1 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.3 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right] / n$$

Esfuerzos en la fibra superior e inferior de viga:

$$\sigma = 1 \left[1 \frac{M_{DC1}}{S} + 1 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.3 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right]$$

ESTADO LIMITE DE FATIGA

Esfuerzos en la fibra superior de la Losa:

$$\sigma = 1 \left[0.75 \left(\frac{1.15M_{LL}}{S_n} \right) \right] / n$$

Esfuerzos en la fibra superior e inferior de viga:

$$\sigma = 1 \left[0.75 \left(\frac{1.15M_{LL}}{S_n} \right) \right]$$

Donde:

- n = Relación modular del concreto
- M_{DC1} = Momento debido al peso del tablero y las vigas
- M_{DC2} = Momento debido al peso de veredas y barandas
- M_{DW} = Momento debido al peso de la superficie de rodadura
- M_{LL} = Momento debido a la sobrecarga vehicular
- M_W = Momento debido a la sobrecarga de carril
- M_{PL} = Momento debido a la sobrecarga peatonal
- S = Módulo de sección de la viga sola
- S_n = Módulo de sección para cargas de corta duración
- S_{3n} = Módulo de sección para cargas a largo plazo

Cuadro N° 25: Esfuerzos últimos en las Vigas Principales

VIGA EXTERIOR	ESFUERZOS ULTIMOS (t/m^2)						
	Distancia	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
ESTADO LIMITE	Ubicación	SECCION					
		III	III	II	II	I	I
Resistencia I	f sup.losa	0.00	681.0	1127.1	1476.4	1537.6	1598.7
	f sup.viga	0.00	12258.3	20664.8	27105.2	27052.4	28161.1
	f inf.viga	0.00	17225.0	23875.0	31293.9	29217.3	30395.2
Servicio II	f sup.losa	0.00	535.4	886.1	1160.8	1208.8	1256.8
	f sup.viga	0.00	10094.9	17011.2	22313.7	22213.7	23149.5
	f inf.viga	0.00	13946.8	19328.3	25335.5	23642.6	24596.9
Fatiga	f sup.losa	0.00	60.8	99.3	129.4	134.8	137.9
	f sup.viga	0.00	349.5	596.0	777.0	829.1	848.3
	f inf.viga	0.00	1052.9	1448.2	1888.2	1767.2	1808.1

Como se puede observar el esfuerzo último máximo tiene un valor de 31 293.9 tn/m^2 , el cual se genera en la zona inferior de la viga longitudinal; por lo tanto se propone la utilización de acero A-50 en cual es capaz de resistir dichos esfuerzos ya que puede soportar un esfuerzo de fluencia mayor al que se generara en las vigas.

Esfuerzo fluencia acero estructural A-50 $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 35000 \text{ t/m}^2$

3.2.6.4.3. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO

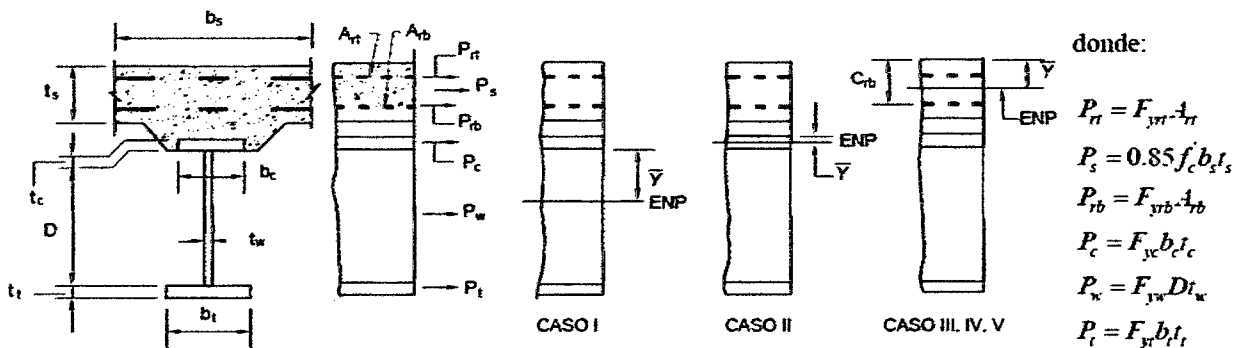


Figura 3.30: Ubicación del eje Neutro Plástico

Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se calcularán usando el esfuerzo de fluencia de los patines, el alma, y el acero de refuerzo, como sea apropiado. Las fuerzas plásticas en las porciones de concreto de una sección transversal que están en compresión pueden ser basadas en un bloque de esfuerzos rectangulares con la magnitud de esfuerzo de compresión igual a 0,85 f'c. El concreto en tensión deberá ser omitido.

Losa

$$P_{S_int} = 0.85 f'_c \cdot b_{s_int} t_s = 0.85 \times 280 \times 2 \times 0.20(10) = 952.00 \text{tn}$$

$$P_{S_ext} = 0.85 f'_c \cdot b_{s_ext} t_s = 0.85 \times 280 \times 2.30 \times 0.20(10) = 1094.80 \text{tn}$$

Refuerzo Longitudinal en Losa: $A_{rt} = 18.22 \text{cm}^2$ $A_{rb} = 14.61 \text{cm}^2$

$$P_{rt} = A_{rt} f_{yr} = 18.22 \times 4200 = 76524 \text{kg} = 76.524 \text{tn}$$

$$P_{rb} = A_{rb} f_{yr} = 14.61 \times 4200 = 61362 \text{kg} = 61.362 \text{tn}$$

Cuadro N° 26: Tensiones actuantes en la viga metálica

Sección	Ala en Compresión			Alma			Ala en Tracción		
	$b_c = b_{fs}$ (mm)	$t_c = t_{fs}$ (mm)	$P_{ci} = f_y \cdot b_c \cdot t_c$ (tn)	$D_i = h_w$ (mm)	t_w (mm)	$P_{wi} = f_y \cdot D_i \cdot t_w$ (tn)	$b_t = b_{fi}$ (mm)	$t_t = t_{fi}$ (mm)	$P_{ti} = f_y \cdot b_t \cdot t_t$ (tn)
1	400	32	448.0	2000	16	1120.0	500	50	875.0
2	400	25	350.0	2000	16	1120.0	500	38	665.0
3	400	25	350.0	2000	16	1120.0	500	25	437.5

Utilizando las fórmulas de figura 2.13, se procederá a calcular la ubicación del eje neutro plástico que se genera en la viga según corresponda:

Caso I: ENP en el alma

Cuadro N° 27: Verificación si el ENP recae en el alma

Sección	$P_t + P_w$ tn	$P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$ tn	y_{ext} mm	$M_{p\ ext}$ tn-m	
1	1995.00	> 1680.65	280.67	3048.23	CONFORME
2	1785.00	> 1582.65	180.67	2633.40	CONFORME
3	1557.50	> 1582.65	-22.45	2189.23	NO CONFORME

Se observa que para las secciones 1 y 2, el eje neutro plástico se ubica en el alma, pero la sección 3 no cumple con esta condición, por lo tanto se procederá a verificar en el Caso II.

Caso II: ENP en el ala superior

Cuadro N° 28: Verificación si el ENP recae en el ala superior

Sección	$P_t + P_w$ tn	$P_c + P_{rb} + P_{rt}$ tn	y_{ext} mm	$M_{p\ ext}$ tn-m	
3	1907.50	> 1232.65	24.10	2189.62	CONFORME

Se observa que la sección 3 si cumple con la condición para este caso, por tanto el eje neutro plástico se ubica en el ala superior.

Resumen del Momento Plástico en las diferentes secciones de la viga:

$$y_{ext} = \begin{cases} 280.67 \text{ mm} \\ 180.67 \text{ mm} \\ 24.10 \text{ mm} \end{cases} \quad M_{p\ ext} = \begin{cases} 3048.23 \text{ t-m} & \text{secc 1} \\ 2633.40 \text{ t-m} & \text{secc 2} \\ 2189.62 \text{ t-m} & \text{secc 3} \end{cases}$$

3.2.6.4.4. VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE

Para asegurar que la viga metálica será capaz de resistir las sollicitaciones en todos los estados límites, las especificaciones AASHTO sostienen que es necesario realizar las verificaciones correspondientes para cada uno de ellos, por lo que a continuación se procederá a realizar el cálculo respectivo:

3.2.6.4.4.1. Estado Límite de Resistencia

El estado limite de resistencia esta diseñado para soportar los factores de carga muerta y carga viva. Considerando el diagrama de flujo presentado en la *figura 2.18*, se procederá a realizar las verificaciones para el estado límite de Resistencia:

3.2.6.4.4.1.1. Esbeltez del Alma en el rango Plástico

Las especificaciones AASHTO establecen que para una sección compuesta el flexión positiva se debe verificar si la sección es compacta; para esto se debe revisar el límite de esbeltez del alma aplicando la fórmula F.2.34:

$$\frac{2D_{cp}}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

2Dcp = Profundidad del alma en el rango plástico

Por tanto

$$\begin{aligned} 2D_{cp}/tw &= 35.08 \leq 3.76 \sqrt{(E/F_{yc})} = 89.88 \text{ secc.1 ok} \\ 2D_{cp}/tw &= 22.58 \leq 3.76 \sqrt{(E/F_{yc})} = 89.88 \text{ secc.2 ok} \\ 2D_{cp}/tw &= 0.00 \leq 3.76 \sqrt{(E/F_{yc})} = 89.88 \text{ secc.3 ok} \end{aligned}$$

Por lo tanto las secciones son compactas, esto quiere decir que la sección desarrollará el momento plástico sin que se produzca pandeo.

3.2.6.4.4.1.2. Resistencia Nominal a La Flexión

Teniendo en consideración que la estructura esta trabajando en flexión positiva, el cálculo del momento nominal se realizará utilizando las fórmulas F.2.36 y F.2.37 del marco teórico:

a) Sección Compuesta en Flexión Positiva

$$M_n = M_p \quad \text{si} \quad D_p \leq 0.1D_t$$

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad \text{si} \quad D_p > 0.1D_t$$

Cuadro N° 29: Cálculo y Verificación del Momento Nominal

Sección	Dp (mm)	>	0.1Dt (mm)	Mn (tn)	Dp ≤ 0.42Dt	
					0.42Dt	
1	280.67	>	208.20	2973.96	874.44	CONFORME
2	180.67	<	206.30	2633.40	866.46	CONFORME
3	24.10	<	205.00	2189.62	861.00	CONFORME

b) Cálculo del momento de fluencia

Se calculará el momento de fluencia, M_y , de una sección compuesta en la región de momento positivo. Esencialmente, M_y se toma como la suma de los momentos debido a las cargas factoradas en el Estado Límite de Resistencia aplicadas separadamente a) acero, a la sección compuesta a largo y a corto plazo.

El momento de fluencia esta dado por las fórmulas F.2.16 y F.2.17 del marco teórico, de donde se tiene:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \qquad M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_b} - \frac{M_{D2}}{S_{b3n}} \right)$$

Siendo:

$$M_{D1} = 1.25M_{DC1} \qquad M_{D2} = 1.25M_{DC2} + 1.5M_{DW}$$

Siendo: $F_{yf} = 35000 \text{ t/m}^2$

A continuación en el cuadro N° 30 se presentan los momentos mayorados en Vigas exteriores:

Cuadro N° 30: Momentos Mayorados en Vigas Exteriores

Distancia / L L = 50.00 m.	Lx (m)	Viga Exterior		
		MD1 t-m	MD2 t-m	MAD t-m
0.0	0.000	0.00	0.00	1582.08
0.1	5.000	269.59	120.46	1094.09
0.2	10.000	479.28	214.15	1156.36
0.3	15.000	629.05	281.07	887.72
0.4	20.000	718.91	321.23	1288.47
0.5	25.000	748.87	334.61	1241.06

La resistencia a la flexión positiva en esta sección de diseño debe cumplir con la ecuación fundamental del LRFD, por tanto será verificada como sigue:

$$M_r = \phi_f M_n, \quad \text{donde } \phi_f = 1 \quad \text{por tanto:} \quad M_r = M_n$$

$$\sum \eta_i \gamma_i M_i \leq M_r$$

En el cuadro N° 31 se hace una comparación entre el momento de fluencia y los momentos plásticos calculados, con la finalidad de determinar si la estructura estará trabajando en el estado de fluencia y verificar si la sección es adecuada por flexión.

Cuadro N° 31: Momento de Fluencia, Momento Resistente y Momento último

Distancia / L L = 50.00 m.	Lx (m)	Viga Exterior		
		M _y t-m	M _r t-m	M _u (R-I) t-m
0.0	0.000	1582.08	2189.62	0.00
0.1	5.000	1484.14	2189.62	685.57
0.2	10.000	1849.78	2633.40	1217.29
0.3	15.000	1797.84	2633.40	1595.28
0.4	20.000	2328.61	2973.96	1820.09
0.5	25.000	2324.53	2973.96	1893.19
0.6	30.000	2328.61	2973.96	1820.09
0.7	35.000	1797.84	2633.40	1595.28
0.8	40.000	1849.78	2633.40	1217.29
0.9	45.000	1484.14	2189.62	685.57
1.0	50.000	1582.08	2189.62	0.00

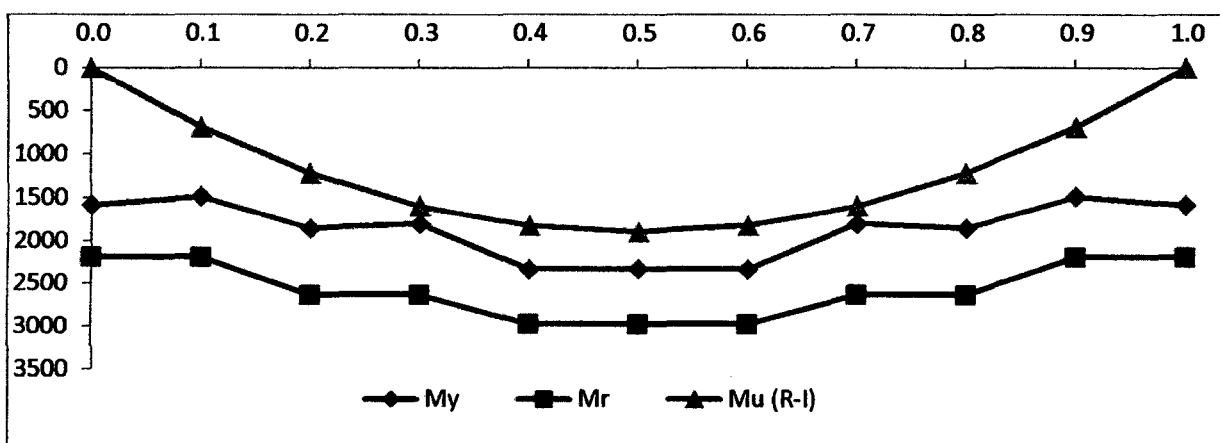


Figura 3.31: Diagrama Momento de Fluencia, Momento Resistente y Momento Último

Del gráfico el momento resistente de la sección es mayor que el momento de fluencia y el momento factorado que generan las solicitaciones; por tanto la sección es adecuada por flexión.

3.2.6.4.4.2. Verificación para el estado Límite de Servicio

Estas disposiciones son para controlar la cantidad de deformación permanente, considerando el diagrama de flujo presentado en la *figura 2.16*, se procederá a realizar las verificaciones para el estado Límite de Servicio. En el cuadro N° 32 se presenta el resumen de los esfuerzos generados en la sección compuesta debido a la carga vehicular o también denominadas cargas de corta duración.

Cuadro N° 32: Esfuerzos en la Sección Compuesta (Cargas de Corta Duración)

D/L L = 50.00 m.	Momentos t-m	$S_{t,n}$ m^3	$S_{b,n}$ m^3	σ Ala sup. t/m^2	σ Ala inf. t/m^2
0.0	0.000	0.136	0.045	0.00	0.00
0.1	188.363	0.136	0.045	1383.42	4167.09
0.2	334.073	0.140	0.058	2396.74	5799.89
0.3	437.183	0.140	0.058	3123.40	7590.00
0.4	497.997	0.148	0.069	3370.31	7183.61
0.5	517.295	0.148	0.069	3500.92	7461.67

3.2.6.4.4.2.1. Verificación de esfuerzos por flexión

a) Esfuerzos en el ala superior de la viga de acero de la sección compuesta.

Para este caso se utilizará la fórmula F.2.21 del marco teórico:

$$f_f = 0.95 R_h F_{yf}, \text{ donde } f_f = n_{serv} (\sigma_{DC1} + \sigma_{DC2} + \sigma_{DW} + 1.3\sigma_{LL+IM} + 1.3\sigma_W)$$

$$R_h = 1 \quad \text{para elementos homogéneos}$$

$$F_{yt} = 35000 \text{ t/m}^2 \quad 0.95 R_h F_{yt} = 33250 \text{ t/m}^2$$

$$f_f = 1(15178.4 + 2332.33 + 1067.05 + 1.3 \times 1719.89 + 1.3 \times 1796.84) = 23149.5 \text{ tn/m}^2$$

b) Esfuerzos en el ala inferior de la viga de acero de la sección compuesta

Para este caso se utilizará la fórmula F.2.22 del marco teórico:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf}, \text{ donde } f_l = 0.00, \text{ por tanto } 0.95 R_h F_{yf} = 33250 \text{ tn/m}^2$$

$$f_f = 1(10878.1 + 2707.3 + 1247.7 + 1.3 \times 3665.7 + 1.3 \times 3829.7) = 24596.9 \text{ tn/m}^2$$

- c) Esfuerzos en ambas alas inferior y superior de la viga de acero de la sección no compuesta.

Para este caso se utilizarán las fórmulas F.2.23 del marco teórico:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf} , \text{ donde } f_l = 0.00, \text{ por tanto } 0.80R_h F_{yf} = 28000 \text{ tn} / \text{m}^2$$

Aplicando las fórmulas anteriormente mencionadas, se obtienen los siguientes resultados para el ala superior de la viga, los cuales se presentan en el cuadro N° 33:

Cuadro N° 33: Esfuerzos en ambas alas de la sección

Distancia / L	Lx (m)	Viga Exterior			
		Sección Compuesta		Sección no Compuesta	
		f_f ala sup. t/m ²	$(f_f + f_l/2)$ ala inf. t/m ²	$(f_f + f_l/2)$ ala sup. t/m ²	$(f_f + f_l/2)$ ala inf. t/m ²
L = 50.00 m.					
0.0	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
0.1	5.00	10094.94	13946.75	6873.80	-6277.90
0.2	10.00	17011.25	19328.31	12220.10	-11160.70
0.3	15.00	22313.73	25335.53	16038.90	-14648.40
0.4	20.00	22237.42	23642.64	18330.10	-16741.00
0.5	25.00	23149.52	24596.92	19093.90	-17438.50
0.6	30.00	22237.42	23642.64	18330.10	-16741.00
0.7	35.00	22313.73	25335.53	16038.90	-14648.40
0.8	40.00	17011.25	19328.31	12220.10	-1116.70
0.9	45.00	10094.94	13946.75	6873.80	-6177.90
1.0	50.00	0.00	0.000	0.000	0.00

El cuadro N°33 muestra la variación de los esfuerzos de la sección compuesta y no compuesta tanto para el ala inferior como para el ala superior a lo largo de toda la viga, estos valores deberán satisfacer lo requerimientos establecidos por la AASHTO; para apreciar mejor estas variaciones y su comparación con lo establecido por la AASHTO se presenta los gráficos siguientes:

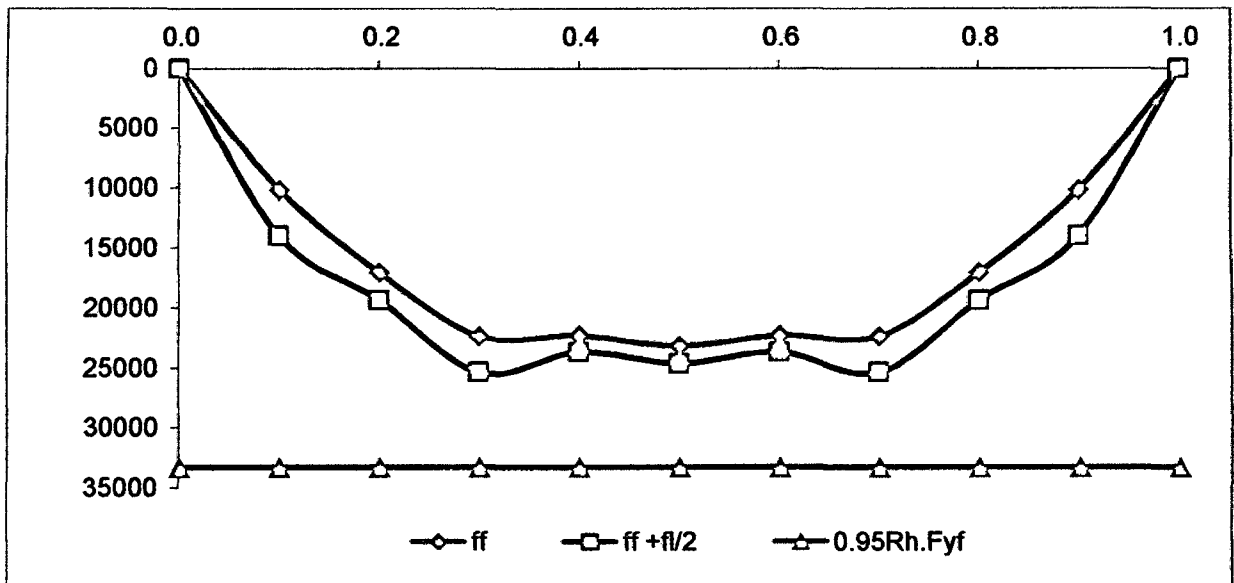


Figura 3.32: Esfuerzos en la Sección Compuesta

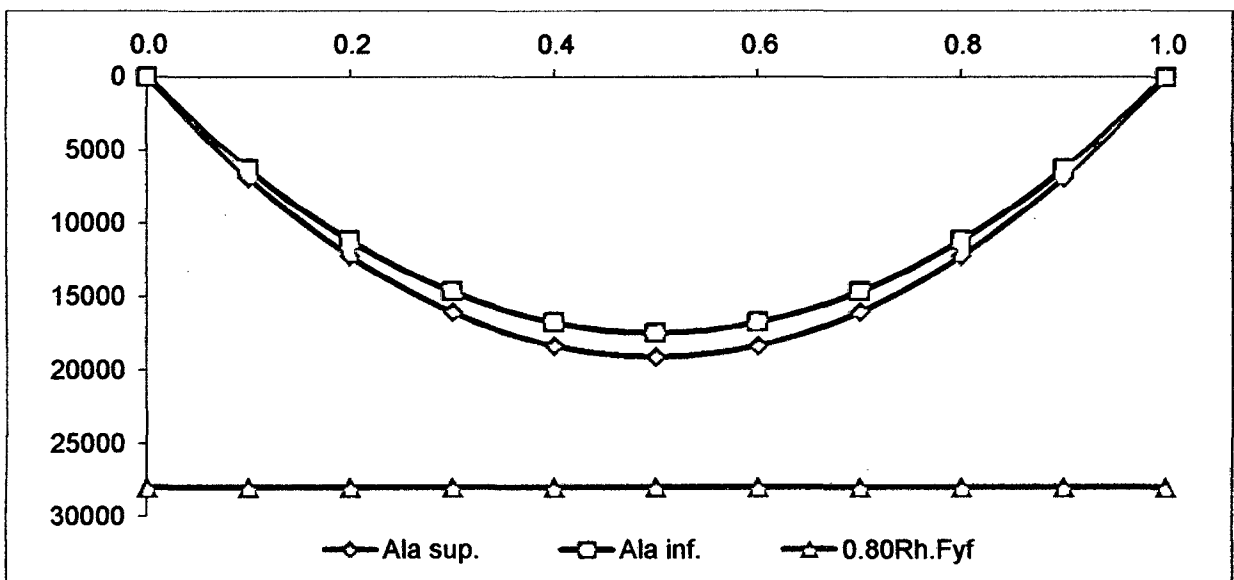


Figura 3.33: Esfuerzos en la Sección no Compuesta

En la figura 3.32 se puede apreciar que los esfuerzos en la sección compuesta tanto para el ala superior como para el ala inferior, y en la figura 3.33 se observa los esfuerzos para la sección no compuesta, para ambos casos se observa que satisfacen la ecuación del LRFD por lo que se considera que la sección compuesta y la sección no compuesta cumplen con los requerimientos mínimos establecidos. La intención de estas verificaciones es evitar que las cargas de tráfico esperadas provoquen deflexiones permanentes que pudieran afectar la transitabilidad.

3.2.6.4.4.3. Verificación para el estado Límite de Fatiga

Representa la probabilidad de que algunos vehículos más grandes que la HL-93 crucen el puente. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente. Considerando el diagrama de flujo presentado en la figura 2.17, se procederá a realizar las verificaciones para el estado Límite de Fatiga:

3.2.6.4.4.3.1. Verificación de Esfuerzos por Corte

El cortante debe verificarse en cada sección de la viga. Sin embargo, el cortante es mínimo en la localización del momento máximo positivo, y es máximo en los extremos, en nuestro caso es máximo en el estribo. Por lo tanto, los cálculos requeridos para diseño por cortante se presentarán para la sección de diseño de la viga en el estribo.

Los cortantes factorados por fatiga se multiplican por el factor de carga de fatiga (0.75) y el factor de distribución adecuado para llegar a los cortantes en los rangos de diseño para fatiga. El cuadro N° 34 muestra el resumen de las fuerzas cortantes por el estado límite de fatiga y se presenta a continuación:

Cuadro N° 34: Fuerzas Cortantes por Fatiga

Distancia / L L = 50.00 m.	FUERZA CORTANTE (t)				
	DC ₁	DC ₂	DW	LL*	Vu**
0.0	47.93	13.83	6.33	31.24	95.56
0.1	38.34	11.06	5.06	27.93	79.04
0.2	28.76	8.30	3.80	24.62	62.51
0.3	19.17	5.53	2.53	21.31	45.98
0.4	9.59	2.77	1.27	17.99	29.44
0.5	0.00	0.00	0.00	14.68	12.91

*Cortante de Carga viva vehicular por vía, no incluye impacto.

** $DC_1 + DC_2 + DW + (LL^*)mge \cdot 0.75 \cdot 2.0 \cdot 1.15$

Almas de secciones homogéneas con rigidizadores transversales y con o sin rigidizadores longitudinales, se calcularán utilizando la fórmula F.2.29. Esto con la finalidad de determinar la capacidad máxima de la sección para absorber las cortantes, comparando los requerimientos de resistencia establecidos por la AASHTO.

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

Donde:

V_p = Fuerza de Corte Plástico

V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte

F_{yw} = Resistencia a la fluencia del alma

C = Relación entre el esfuerzo de pandeo por corte y el esfuerzo de fluencia al corte

$$V_p = 0.58(35000)(2)(0.016) = 649.60 \text{ tn}$$

El factor C depende de la geometría del Alma; por tanto aplicando las fórmulas, F.2.32 del marco teórico se tiene:

$$\frac{D}{tw} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \Rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \times \frac{Ek}{F_{yw}} \quad \text{Para el cual: } k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$$

Como el cortante máximo se da en el extremo, la distancia d_0 es igual a cero por lo tanto el valor del coeficiente de pandeo por corte " k " será tomado como cinco:

$$\frac{D}{tw} = \frac{2000}{16} = 125 \quad 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.40 \sqrt{\frac{200000 \times 5}{350}} = 74.83$$

Entonces tenemos:

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \times \frac{Ek}{F_{yw}} = \frac{1.57}{\left(\frac{2000}{16}\right)^2} \times \frac{200000 \times 5}{350} = 0.287$$

De donde:

$$V_n = 0.287(649.60) = 186.49 \text{ tn}$$

El cortante Máximo se genera en la zona de los apoyos por tanto:

$$V_u = 95.56 \text{ t/m}^2 < \phi_v * V_n = 186.49 \text{ t/m}^2$$

La resistencia de la sección es mayor que la demandada por lo tanto se verifica que no se necesitará de rigidizadores Longitudinales.

Si se satisface que la resistencia de la sección es mayor que la demandada, se anticipa que el alma no sufrirá flexión elástica significativa y se asume que el elemento será capaz de soportar un número infinito de cargas pequeñas sin que este efecto provoque fisuración por fatiga. Este requisito involucra una verificación de la máxima tensión de pandeo por corte del alma y no una verificación de los rangos de tensiones que provocan las cargas cíclicas.

3.2.6.4.5. DISEÑO DE RIGIDIZADORES

3.2.6.4.5.1. Rigidizadores Transversales Intermedios

Las dimensiones de los refuerzos transversales están obligados a caer dentro de las restricciones geométricas basadas en la profundidad de la sección, ancho de ala y proyección de espesor del elemento; por lo tanto el dimensionamiento y diseño es como sigue:

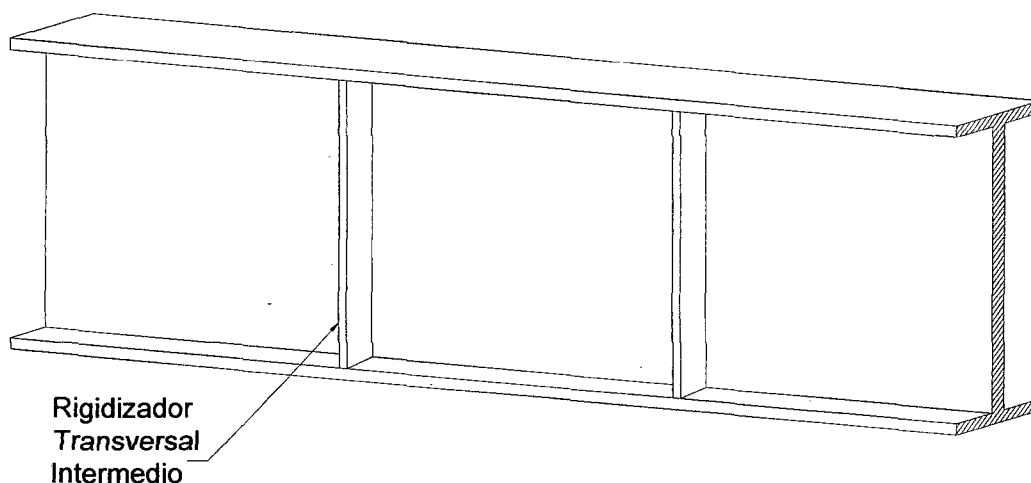
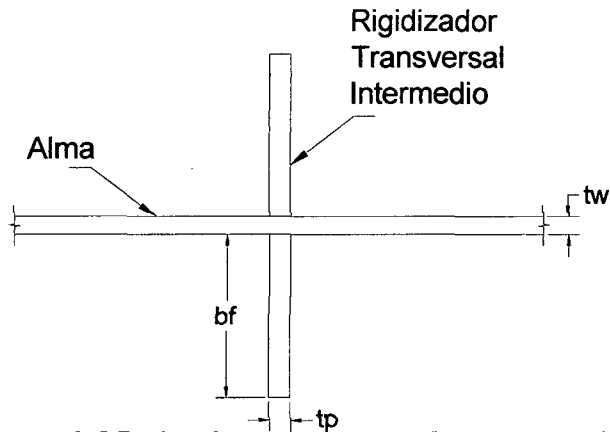


Figura 3.34: Rigidizadores transversales intermedios a lo largo de la viga.

a) Dimensionamiento

El ancho de cada rigidizador está dado por la fórmula F.2.39 del marco teórico y se presenta a continuación:



$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} (mm)$$

$$b_t \geq 50 + \frac{2000}{30}$$

$$b_t \geq 116.67mm$$

Figura 3.35: Ancho y espesor del rigidizador

Por lo tanto adoptamos: $b_t = 125mm$ $t_p = 9.0mm$

La verificación de las dimensiones adoptadas se realiza utilizando la fórmula F.2.40:

$$t_p \geq \frac{b_t}{16} = 7.8125 \quad b_t = 0.25b_f = 125 \quad \text{CONFORME}$$

Para calificar como una estructura rígida la AASHTO establece que la distancia de separación máxima entre rigidizadores de refuerzos debe ser tres veces la profundidad del alma.

Máxima separación entre rigidizadores	3D=	6000 mm
Adoptamos	d _o =	2000 mm

b) Momento de Inercia

De las dimensiones adoptadas inicialmente, debemos verificar sus propiedades geométricas, por lo tanto utilizando las formulas F.2.41 y F.2.42 del marco teórico tenemos:

$$I_t \geq d_o t_w^3 J \quad J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \geq 0.5$$

D=	2000 mm	Profundidad del alma
d _o =	2000 mm	Separación entre rigidizadores transversales.
t _w =	16 mm	Espesor del alma
J=	0.50	rigidez del rigidizador/rigidez del alma

El momento de Inercia del Rigidizador con respecto al eje de contacto con el alma:

$$I_t = \frac{t_p b_t^3}{3} = \frac{(9.0)(125)^3}{3} \left(\frac{1}{10000} \right) = 585.9 \text{ cm}^4 \quad > \quad d_o t_w^3 J = (2000)(16)^3 0.50 = 409.6 \text{ cm}^4$$

Para que el alma pueda desarrollar adecuadamente la resistencia al pandeo por corte, el rigidizador transversal debe tener rigidez suficiente para mantener una verticalidad con deflexión lateral prácticamente nula en la totalidad de la línea del rigidizador.

En el caso de rigidizadores simples, se asume implícitamente que una parte significativa del alma contribuye a la rigidez flexional de manera tal que el eje neutro del rigidizador se encuentra próximo al borde en contacto con el alma. Por lo tanto, por motivos de simplicidad, se asume que el eje neutro está ubicado en este borde y se desprecia la contribución del alma al momento de inercia respecto de este eje.

c) Área

Los rigidizadores transversales deben tener área suficiente para resistir la componente vertical del campo de tensiones y también para no estar sujetos al pandeo local.

En primer lugar se verificará la tensión de pandeo elástico en el rigidizador con la fórmula F.2.44:

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} = \frac{0.31(200000)}{\left(\frac{125}{9}\right)^2} = 321.41 \text{ MPa} \quad F_{crs} = 321.41 \text{ MPa} \leq F_{ys} = 350 \text{ MPa}$$

Por lo tanto para que el rigidizador cumpla con las restricciones de la AASHTO se optara por usar un acero cuya resistencia a la fluencia sea mayor que la tensión de pandeo ($F_{ys} = 350 \text{ MPa}$).

El área del rigidizador debe satisfacer la siguiente condición:

$$A_S \geq \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2$$

Se plantea rigidizadores simples, soldados a la viga longitudinal; para dar solución a la expresión anteriormente mencionada se tomará los siguientes datos:

Donde:

B=	1.80	Rigidizador simple
K=	10.00	Coficiente de pandeo por corte
C=	0.556	Relación entre la resistencia al pandeo y la resistencia a la fluencia por corte
V _u =	104.2 t	Resistencia I
Ø _v =	0.85	Factor de resistencia por corte.
V _n =	307.0 t	Resistencia nominal al corte.
F _{yw} =	350.00 Mpa	Resistencia de fluencia mínima especificada del alma

Aplicando las fórmulas F.2.43 antes mencionadas se tiene el área requerida para el rigidizador:

$$A_s \geq \left[0.15(1.80) \left(\frac{2000}{16} \right) (1 - 0.556) \left(\frac{104.2}{307} \right) - 18 \right] \frac{350}{321.41} (0.016)^2 = -36.00 \text{ cm}^2$$

Cuando A_s da un resultado negativo, en estos casos el área requerida es nula, por lo tanto el rigidizador solo debe ser dimensionado por rigidez, entonces tenemos que las dimensiones propuestas para nuestro rigidizador son definitivas por satisfacer todos los requisitos.

3.2.6.4.5.2. Rigidizadores Transversales de Apoyo

Para este caso, se procederá a calcular la reacción en el apoyo para el estado límite de resistencia el cual se obtiene luego de combinar los resultados obtenidos para cada estado de carga con los factores de *la tabla 2.5* como sigue:

$$R_u = 1.25(DC_1 + DC_2) + 1.5DW + 1.75(1.33LL_C + LL_w + PL)$$

$$R_u = 171.26 \text{ tn}$$

a) Dimensionamiento

El dimensionamiento del rigidizador de apoyo responde a la ecuación F.2.45, el cual se refiere a las limitaciones impuestas a los refuerzos en LRFD; los resultados se presentan a continuación:

$$b \leq 0.48t \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad t = 20\text{mm} \quad b \leq 0.48(20) \sqrt{\frac{350}{200000}} = 229.48\text{mm}$$

Adoptamos: $b = 180\text{mm}$, $t = 20\text{mm}$

La intención de estos requisitos es evitar el pandeo local de las placas utilizadas en los rigidizadores de apoyo.

b) Verificación de la Resistencia del Rigidizador

La verificación del rigidizador de apoyo responde a la ecuación F.2.46, el cual se debe satisfacer, los resultados se presentan a continuación:

$$(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} \times F_{ys} = 1.4 \times (2 \times 20(180 - 38.1)) \times 350 = 278.124\text{tn}$$

$$\phi_b (R_{sb})_n = 1 \times 278.124 = 278.124\text{tn} > R_u = 171.26\text{tn}$$

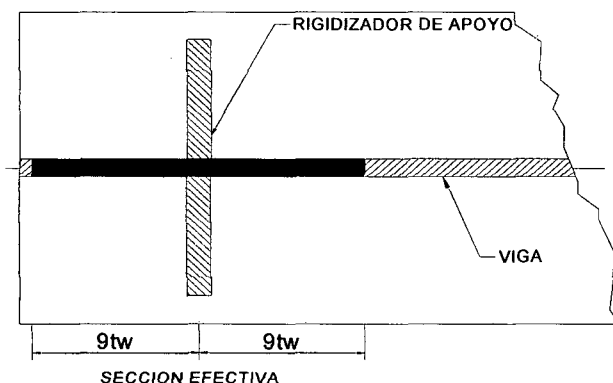
La resistencia nominal del rigidizador es mayor que la reacción última actuante por lo que se considera que la sección es suficiente por resistencia.

c) Verificación de la Resistencia Axial del Rigidizador

El rigidizador de apoyo actuará como una columna; por lo tanto:

➤ Área de la columna:

La sección efectiva consiste en los refuerzos de la sección del rigidizador de apoyo, mas una longitud de 9 veces el espesor del alma de la viga a cada lado.



$$A = 2(bt + 9t_w^2) = 2(180 \times 20 + 9 \times 16^2)$$
$$A = 11808 \text{ mm}^2$$

➤ **Momento de Inercia:**

Aplicando los conceptos fundamentales de la estática y resistencia de materiales, se procederá al cálculo del momento de inercia y el radio de giro correspondiente a la sección efectiva rigidizador de apoyo:

$$I = \frac{1}{12}(18t_w - t)t_w^3 + \frac{1}{12}t(2b + t_w)^3 = \frac{1}{12}(18 \times 16 - 20)16^3 + \frac{1}{12} \times 20(2 \times 180 + 16)^3$$
$$I = 88867104.0 \text{ mm}^4$$

Radio de giro es: $r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{88867104.0}{11808}} = 88.66 \text{ mm}$

➤ **Verificación de la relación ancho/espesor:**

El propósito de esta relación es asegurar que los elementos uniformemente comprimidos puedan desarrollar la resistencia a la fluencia en compresión antes que aparezca pandeo local; debe satisfacer la ecuación F.2.48 del marco teórico, donde el coeficiente de pandeo se obtiene de la tabla 2.8, a continuación se tiene los siguientes resultados:

$$\frac{b}{t} < k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad \text{donde: } k = 0.45 \quad (\text{Placas apoyadas a lo largo de un borde})$$

$$k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 10.76, \quad \frac{b}{t} = \frac{180}{20} = 9.00 \leq 10.76 \quad \text{CONFORME}$$

Longitud efectiva de la columna: $Kl = 0.75D$

La relación de esbeltez para elementos principales solicitados a compresión debe satisfacer que $\frac{Kl}{r} \leq 120$, por tanto:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.75(2000)}{86.66} = 17.31 \leq 120, \quad \text{es conforme.}$$

De la aplicación de la fórmula F.2.51 se obtiene el factor de resistencia Axial como sigue:

$$\lambda = \left(\frac{kl}{\pi r}\right)^2 \frac{F_{ys}}{E} = \left(\frac{0.75(2000)}{86.66\pi}\right)^2 \frac{350}{200000} = 0.053$$

Aplicando la fórmula F.2.49 del marco teórico se procede a calcular la resistencia nominal a la compresión y la resistencia mayorada de la siguiente manera:

$$\text{Como } \lambda < 2.25, \text{ entonces: } P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s = 0.66^{0.053} (350)(1.1808) = 404.23tn$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.90(404.23) = 363.83tn > R_u = 171.26tn$$

La resistencia nominal del rigidizador propuesto es mayor a lo solicitado, por lo tanto se considera que la sección propuesta en el diseño es suficiente.

3.2.6.4.6. DISEÑO DE CONECTORES

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, se deben diseñar conectores de corte y deben cumplir lo establecido en la sección 6 del LRFD en el caso de vigas metálicas.

Los conectores de corte deben ser colocados a lo largo de toda la longitud de la viga; además deben estar diseñados para satisfacer las limitaciones de la fatiga después de que un chequeo de la fuerza que se lleva a cabo.

Para nuestro diseño adoptaremos conectores tipo STUDS.

$$d = 7/8 \text{ pulg}$$

$$h = 4 \text{ pulg}$$

3.2.6.4.6.1. Cantidad de Conectores en la Dirección Transversal

En la dirección transversal de la viga propondremos tres conectores de corte con la finalidad de lograr una buena adherencia entre la viga metálica y la losa de concreto. Teniendo en consideración las recomendaciones dadas por la AASHTO, determinaremos a continuación la cantidad de conectores en la dirección longitudinal:

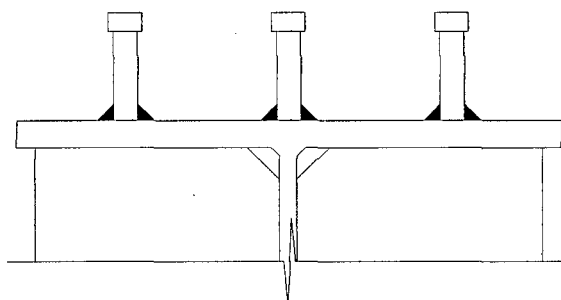


Figura 3.36: Conectores en la dirección transversal

3.2.6.4.6.2. Diseño de los Conectores para el Estado Límite de Fatiga

a) Espaciamiento

Espaciamiento máximo longitudinal entre conectores tipo studs está dado por la fórmula F.2.52 del marco teórico:

$$\text{Max } p = \frac{n_0 Z_r}{V_{sr}}, \text{ de donde:}$$

$n_0 = 3$, Número de conectores transversalmente

Vida útil de la estructura 100 años

Índice medio diario proyectado 100 vehículos/día

$N = 3650000$ Número de ciclos

Aplicando las fórmulas F.2.53 y F.2.54 se tiene que la resistencia a la fatiga de un conector es como sigue:

$$\alpha = 34.5 - 4.28 \log N = 34.5 - 4.25 \log(3650000) = 6.41 > 2.75$$

$$Z_r = 6.41 \times \left(\frac{7}{8}\right)^2 = 4.91 \text{ kips}$$

b) Fuerza cortante en la interface losa de concreto-viga

La fuerza cortante en la interface losa-viga, se calcula aplicando la ecuación F.2.52 del marco teórico. Los parámetros I y Q se deberían determinar considerando el tablero dentro del ancho de ala efectivo:

$$V_{sr} = \frac{V_f Q}{I}$$

$I = 178\,096.67$	pulg^4	Sección III	0.00 - 6.00 m
$I = 215\,513.74$	pulg^4	Sección II	6.00 - 13.50 m
$I = 251\,504.39$	pulg^4	Sección I	13.50 - 25.00 m

c) Momento estático de la Losa de concreto:

El momento estático de la losa se calcula con la aplicación de los conceptos básicos de la resistencia de materiales y se tiene:

$$Q = 1434.8 \text{ pulg}^3$$

Luego, aplicando la fórmula F.2.52 tenemos lo siguiente:

$$\text{Max } p = \frac{n_0 Z_r}{V_{sr}}$$

$\text{Max } p \leq$	1828.5 / V_f	Sección III	0.00 - 6.00 m
$\text{Max } p \leq$	2212.6 / V_f	Sección II	6.00 - 13.50 m
$\text{Max } p \leq$	2582.1 / V_f	Sección I	13.50 - 25.00 m

El cuadro N° 35 muestra el resumen de las fuerzas cortante por fatiga, el espaciamiento máximo calculado y el espaciamiento máximo permitido en cada sección:

Cuadro N° 35: Espaciamiento de conectores

Distancia (m)	Sección	*Fuerza Cortante por Fatiga V_f (Kip)	Max p (pulg)	Max p (m)	Límite Máximo p (m)
0.0	III	27.21	67.20	1.68	0.60
1.5	III	26.03	70.25	1.76	0.60
3.0	III	24.85	73.59	1.84	0.60
4.5	III	23.66	77.27	1.93	0.60
6.0	III	22.48	98.41	2.46	0.60
7.5	II	21.30	103.87	2.60	0.60
9.0	II	20.12	109.97	2.75	0.60
10.5	II	18.94	116.82	2.92	0.60
12.0	II	17.76	124.59	3.11	0.60
14.0	I	16.18	159.55	3.99	0.60
16.0	I	14.61	176.75	4.42	0.60
18.0	I	12.43	207.78	5.19	0.60
20.0	I	11.46	225.34	5.63	0.60

Observamos que el espaciamiento requerido es mínimo, pero por cuestiones constructivas propondremos la siguiente distribución:

Ø 7/8x4": 2@.15, 12@.25, 12@.30, 12@.40, 11@.50, 12@.60

Número total de conectores: n = 183 studs

3.2.6.4.6.3. Verificación por Resistencia

La fuerza cortante factorizada por resistencia de un conector está dada por la ecuación F.2.56.a y F.2.56.b, y se calcula como sigue:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n,$$

$$\phi_{sc} = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \quad \text{Resistencia nominal de conectores de corte}$$

$$A_{sc} = 2.4 \quad \text{pulg}^2 \quad \text{Área del conector}$$

$$F_u = 60 \quad \text{KSI} \quad \text{Esfuerzo de rotura del conector}$$

$$f'_c = 4 \quad \text{KSI} \quad \text{Resistencia a la compresión del concreto}$$

$$E_c = 3586 \quad \text{KSI} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

Reemplazando Datos:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} = 0.5(2.4)\sqrt{(4)(3586)} = 144 \text{ kips}$$

Se debe verificar que se cumpla lo especificado en la ecuación F.2.56.b, tal como:

$$Q_n \leq A_{sc} F_u \Rightarrow A_{sc} F_u = 2.4 \times 60 = 144.3 \text{ kips}$$

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n = 0.85 \times 144 = 122.4 \text{ kips}$$

El número total de conectores debe ser suficiente para desarrollar la fuerza de corte nominal, P_n , a ambos lados del punto de máxima sobrecarga de diseño más momento de impacto; por lo tanto el número mínimo de conectores de corte esta dado por la fórmula F.2.57 el cual será: $n = P/Q_r$

La fuerza de corte nominal total, P , entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se tomará como: $P = P_p$, siendo P_p la fuerza de corte total del tablero de hormigón.

Ahora procedemos a calcular la capacidad de carga axial tanto en la losa de concreto como en la viga metálica:

La capacidad de la losa de concreto:

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s = 0.85(4)(2.3)(0.2) \times \frac{1}{0.0254^2} = 2502.4 \text{ kips}$$

La capacidad de la sección de acero:

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} = (35(2)(0.016) + 35(0.5)(0.05) + 35(0.4)(0.032)) \times \frac{1}{0.45359}$$

$$P_{2p} = 5385.90 \text{ kips}$$

Por tanto luego de la aplicación de las ecuaciones antes mencionadas se obtiene lo siguiente:

$$P = 2502.4 \text{ Kips}$$

$$n = 20 \text{ studs} < n = 183 \text{ studs} \quad \text{OK}$$

El número de conectores que requiere la estructura compuesta es menor que el propuesto, por lo tanto queda conforme el diseño adoptado, garantizando un comportamiento monolítico.

3.2.6.4.7. DISEÑO DE DIAFRAGMAS

Son las que unen transversalmente a las vigas longitudinales, estas vigas diafragma evitarán el pandeo torsional de las vigas longitudinales y absorberán los momentos que se generan en la dirección transversal de puente, por lo tanto deben diseñarse para resistir estos momentos, tanto en la zona de los apoyos como en la sección intermedia.

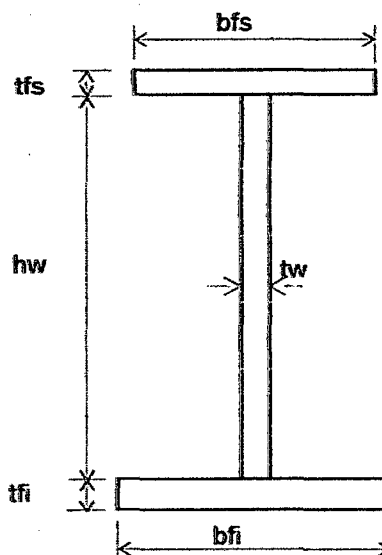
3.2.6.4.7.1. Sección Propuesta para la viga Diafragma

Acero Estructural : ASTM A709M G-36

$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

Diafragma de Apoyo

- $b_{fs} = 0.2000$ Ancho del ala superior
- $t_{fs} = 0.0125$ Espesor del ala superior
- $h_w = 0.4000$ Altura del alma
- $t_w = 0.0095$ Espesor del alma
- $b_{fi} = 0.2000$ Ancho del ala inferior
- $t_{fi} = 0.0125$ Espesor del ala inferior



Diafragma de Interior

- $b_{fs} = 0.2000$ Ancho del ala superior
- $t_{fs} = 0.0125$ Espesor del ala superior
- $h_w = 0.4000$ Altura del alma
- $t_w = 0.0060$ Espesor del alma
- $b_{fi} = 0.2000$ Ancho del ala inferior
- $t_{fi} = 0.0125$ Espesor del ala inferior

3.2.6.4.7.2. Propiedades de la Sección:

Se procederá a calcular las propiedades geométricas de la sección, de acuerdo a los conceptos básicos de la resistencia de materiales, con la finalidad de determinar la magnitud de los esfuerzos que será capaz de resistir dicha sección:

a) Diafragma de Apoyo

- $A = 0.00880 \text{ m}^2$ Área de la sección
- $I_{x-x} = 0.00026 \text{ m}^4$ Inercia en x
- $I_{y-y} = 0.00002 \text{ m}^4$ Inercia en y
- $y_t = 0.21250 \text{ m}$ Distancia del eje a la fibra superior
- $y_b = 0.21250 \text{ m}$ Distancia del eje a la fibra inferior
- $S_t = 0.00124 \text{ m}^3$ Módulo de sección fibra superior
- $S_b = 0.00124 \text{ m}^3$ Módulo de sección fibra inferior



b) Diafragma Interior

A	$=$	0.00740 m^2	Área de la sección
I_{x-x}	$=$	0.00024 m^4	Inercia en x
I_{y-y}	$=$	0.00002 m^4	Inercia en y
y_t	$=$	0.21250 m	Distancia del eje a la fibra superior
y_b	$=$	0.21250 m	Distancia del eje a la fibra inferior
S_t	$=$	0.00115 m^3	Módulo de sección fibra superior
S_b	$=$	0.00115 m^3	Módulo de sección fibra inferior



Para analizar los diafragmas se deberá considerar dos casos, uno donde se centra el carril de tráfico entre las vigas y un segundo donde una de las ruedas del camión es colocado en el centro del diafragma. Para nuestro caso, debido a la geometría del a sección transversal no se puede aplicar lo antes mencionado, por tanto en la figura 3.37 se ilustra las posiciones críticas que tendrá el camión sobre los diafragmas.

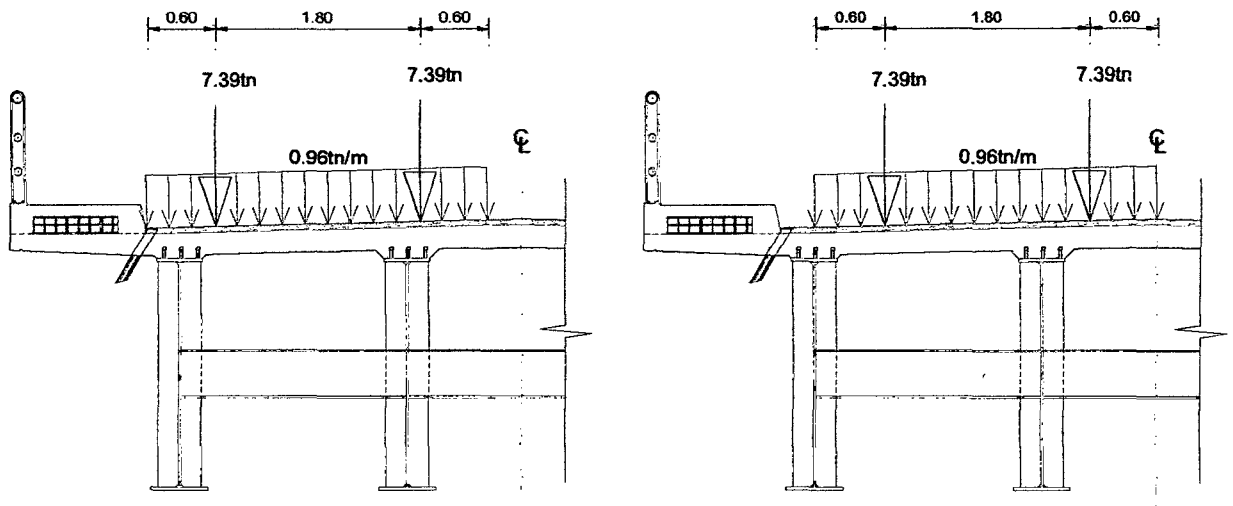


Figura 3.37: Ubicación de la carga viva sobre el diafragma

3.2.6.4.7.3. Solicitaciones de Diseño

Los cuadros N° 36 y 37 muestran el resumen de las solicitaciones tanto para los diafragmas de apoyo como para los diafragmas intermedios, dichos resultados representan los momentos producidos en los diafragmas y se calculan como sigue:

Del metrado de cargas:

- Peso de Losa = 0.517tn/m
- Peso de Asfalto= 0.110tn/m

Peso del Diafragma de Apoyo:

- $W_{pp} = 7.85(0.2 \times 0.0125 + 0.4 \times 0.0095 + 0.2 \times 0.0125) = 0.06908 \text{ n/m}$

Carga Muerta en Diafragma de Apoyo:

$$DC = 0.517 + 0.06908 = 0.586 \text{ tn/m}$$

Diafragma Interior:

- $W_{pp} = 7.85(0.2 \times 0.0125 + 0.4 \times 0.006 + 0.2 \times 0.0125) = 0.05809 \text{ n/m}$

Carga Muerta en Diafragma interior:

$$DC = 0.517 + 0.05809 = 0.576 \text{ tn/m}$$

Momentos generados por Carga Muerta en diafragma de Apoyo:

$$M_{DC(-)} = \frac{0.586 \times 2^2}{10} = 0.2344 \text{ tn-m} \qquad M_{DC(+)} = \frac{0.586 \times 2^2}{14} = 0.1674 \text{ tn-m}$$

Momentos generados por Carga Muerta en diafragma Interior:

$$M_{(-)} = \frac{0.576 \times 2^2}{10} = 0.2304 \text{ tn-m} \qquad M_{(+)} = \frac{0.576 \times 2^2}{14} = 0.1646 \text{ tn-m}$$

Momentos generados por el Asfalto:

$$M_{DW(-)} = \frac{0.11 \times 2^2}{10} = 0.044 \text{ tn-m} \qquad M_{DW(+)} = \frac{0.11 \times 2^2}{14} = 0.031 \text{ tn-m}$$

Momentos generados por Carga Distribuida:

$$M_{w(-)} = \frac{0.96 \times 2^2}{10} = 0.384 \text{ tn-m} \qquad M_{w(+)} = \frac{0.96 \times 2^2}{14} = 0.2743 \text{ tn-m}$$

Momentos generados por el Camión sin Impacto:

$$M_{LL(-)} = \frac{7.39 \times 0.6 \times 1.4^2}{2^2} = 2.17 \text{tn} - m$$

$$M_{LL(+)} = \frac{7.39 \times 0.6 \times 1.4}{2^3} (0.6 \times 1.4 + 2^2 - 2 \times 1.4 + 0.6^2) = 1.30 \text{tn} - m$$

Cuadro N° 36: Momentos en Diafragma de Apoyo

Distancia	Momento Flector							
	Diafragma de Apoyo				Diafragma Interior			
	DC	DW	LL+IM	W	DC	DW	LL+IM	W
0.0L	0.2344	0.044	2.8861	0.384	0.2304	0.044	2.8861	0.384
0.5L	0.1674	0.031	1.729	0.2743	0.1646	0.031	1.729	0.274

El cuadro N° 41 muestra los esfuerzos a los que serán sometidos los diafragmas, utilizando la combinación de cargas descrita en la tabla 2.5 correspondiente al estado límite de resistencia, obtenemos los siguientes resultados:

Cuadro N° 37: Esfuerzos en Diafragma de Apoyo

Estado Límite	ESFUERZOS ULTIMOS (t/m ²)				
	D. de Apoyo		D. Interior		
	0.0L	0.5L	0.0L	0.5L	
Resistencia I	f sup.viga	4660.64	2882.61	5011.96	3099.57
	f inf.viga	4660.64	2882.61	5011.96	3099.57

De los resultados del cuadro N° 37 se observa que los esfuerzos que se generan en las vigas diafragmas son relativamente pequeños, estando por debajo del esfuerzo admisible de la sección de diafragma, por tanto se considera que el diseño es suficiente para soportar las solicitaciones.

3.2.6.4.8. CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Aplicando las definiciones del marco teórico, se procederá a realizar el cálculo de las deflexiones, tanto por cargas permanentes como por sobrecarga vehicular; los cuales deberán satisfacer los límites establecidos en el Manual del MTC como sigue:

3.2.6.4.8.1. Deflexiones por Cargas Permanentes

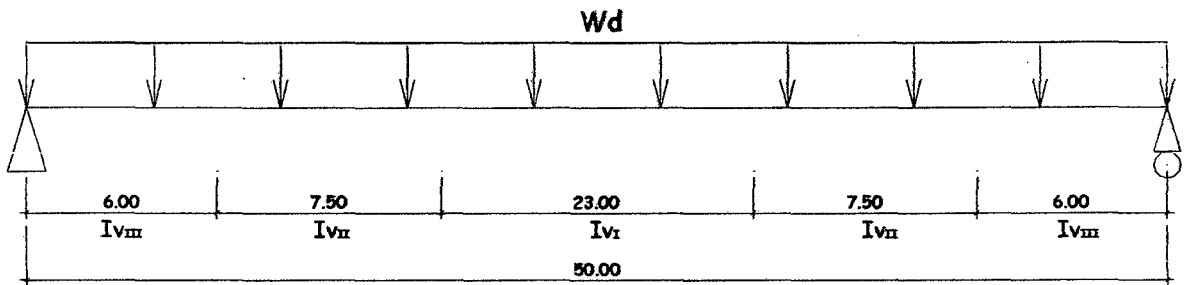


Figura 3.38: Distribución de Cargas Permanentes en las Vigas

Utilizando el Método de Área de Momentos:

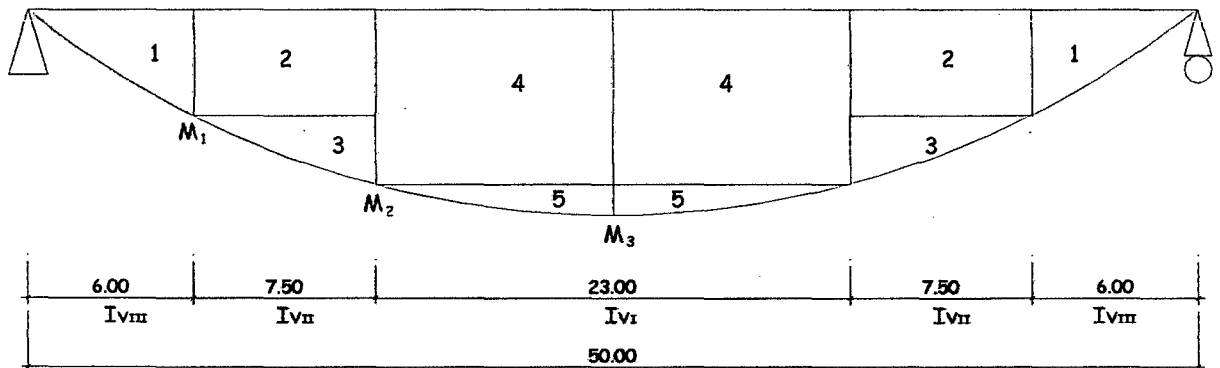


Figura 3.39: Distribución de Áreas Bajo el Diagrama de Momentos

Las máximas deflexiones por peso propio son basadas en la viga sola y las deflexiones por carga muerta están basadas en la sección compuesta; por lo tanto, para el cálculo de las deflexiones utilizaremos los momentos de inercia de la sección de viga sola para el peso propio y la sección compuesta a largo plazo para, $3n$, para la carga muerta.

a) Deflexión por peso propio

$$\begin{aligned}
 W_{pp} &= 1.917 \quad t/m \\
 L &= 50.000 \quad m \\
 E_s &= 2,040,000 \quad Kg/cm^2 \\
 I_{vI} &= 0.048 \quad m^4 \\
 I_{vII} &= 0.039 \quad m^4 \\
 I_{vIII} &= 0.034 \quad m^4
 \end{aligned}$$

$$M_1 = 203.06tn - m, \quad M_2 = 472.33tn - m, \quad M_3 = 599.09m - m$$

ELEMENTO	AREA	BRAZO	AREAxBRAZO
1	0.15	3.75	0.55
2	0.24	9.75	2.31
3	0.14	10.69	1.46
4	0.56	19.25	10.71
5	0.10	20.69	2.06
Total =			17.09

$$\Delta_{pp} = 17.09 \text{ cm}$$

b) Deflexión por Carga muerta

$$\begin{aligned}
 W_{cm} &= 0.553 \text{ t/m} \\
 L &= 50.000 \text{ m} \\
 E_s &= 2,040,000 \text{ Kg/cm}^2 \\
 I_{3nI} &= 0.071 \text{ m}^4 \\
 I_{3nII} &= 0.061 \text{ m}^4 \\
 I_{3nIII} &= 0.051 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$M_1 = 73.00tn - m, \quad M_2 = 136.25tn - m, \quad M_3 = 172.81tn - m$$

ELEMENTO	AREA	BRAZO	AREAxBRAZO
1	0.03	3.75	0.10
2	0.04	9.75	0.43
3	0.03	10.69	0.27
4	0.11	19.25	2.08
5	0.02	20.69	0.40
Total =			3.29

$$\Delta_{cm} = 3.64 \text{ cm}$$

3.2.6.4.8.2. Deflexiones por Carga Viva Vehicular

Según el Manual de Diseño de Puentes, para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más el 25% del camión de diseño.

Las máximas deflexiones son basadas en la sección compuesta. Por lo tanto, para el cálculo de las deflexiones debidas tanto al camión de diseño como a la carga del carril utilizaremos la Sección Compuesta a corto plazo, n, puesto que proporciona un mayor momento de inercia a la sección.

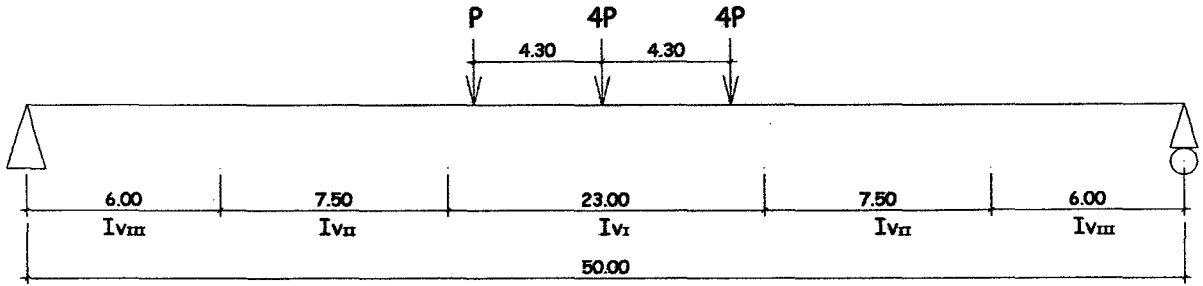


Figura 3.40: Distribución de S/C Vehicular en las Vigas

- S/C = HL-93
- L = 50.000 m
- Es = 2,040,000 Kg/cm²
- I_{nI} = 0.098 m⁴
- I_{nII} = 0.084 m⁴
- I_{nIII} = 0.070 m⁴

Utilizando el Método de Área de momentos:

Del diagrama de momentos obtenidos para el camión de diseño se obtienen los siguientes valores los cuales adaptaremos a la figura 3.39:

$$M_1 = 89.79tn - m, \quad M_2 = 164.68tn - m, \quad M_3 = 205.89tn - m$$

ELEMENTO	AREA	BRAZO	AREAxBRAZO
1	0.03	3.75	0.09
2	0.03	9.75	0.31
3	0.02	10.69	0.23
4	0.09	19.25	1.82
5	0.02	20.69	0.33
Total =			2.78

$$\Delta s/c = 2.78cm$$

$$\Delta s/c_{adm} = L/800 = 5000/800 = 6.25cm$$

Se observa que la deflexión por Carga viva es menor que la deflexión máxima admisible, por lo tanto la sección es adecuada por deflexión.

Para el cálculo de la contraflecha se tendrá que la deflexión total será:

$$\Delta_{Total} = \Delta_{pp} + \Delta_{cm} + \Delta s/c = 17.09 + 3.64 + 2.78 = 23.51cm$$

3.2.6.4.9. CONTRAFLECHA

Se dotará de una contraflecha a la superestructura a fin de contrarrestar los efectos de las deflexiones que se presentarán durante la puesta en servicio de la estructura.

Cuadro N° 38: Contraflecha

CONTRAFLECHA (mm)					
Ubicación de la contraflecha					
0.0 L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
0.00	9.0	16.0	21.0	24.0	25.0

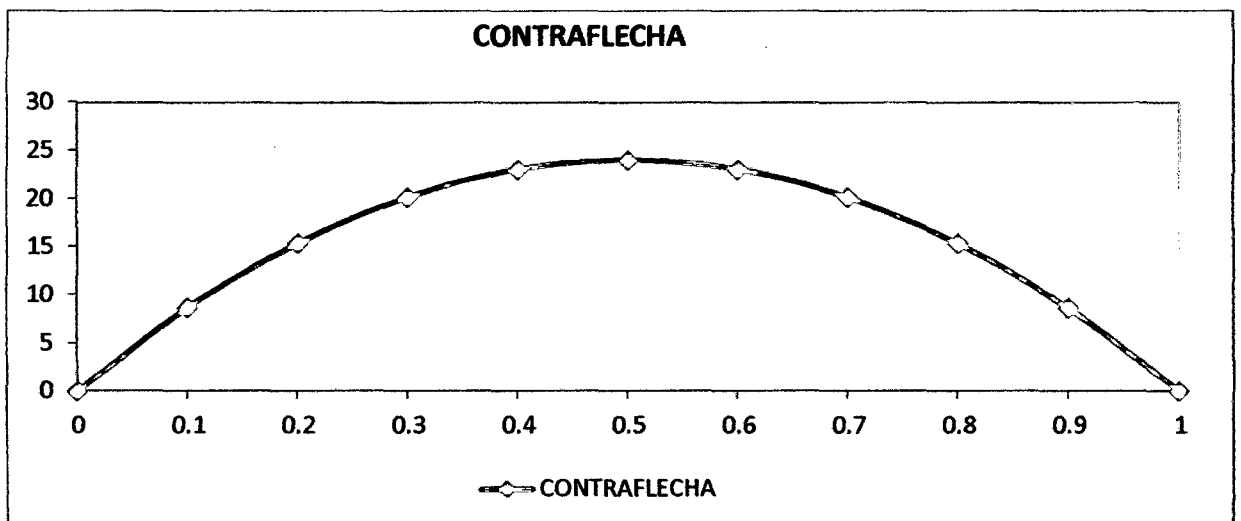


Figura 3.41: Contraflecha

3.2.6.5. DISPOSITIVOS DE APOYO

Se procederá a calcular la reacción que se genera en cada viga, dichas reacciones serán transmitidas a la subestructura a través de los aparatos de apoyo:

a) Reacción en el Apoyo

Reacción por Peso propio	$V_{DC1} = 47.928 \text{ t}$
Reacción por Carga Muerta	$V_{DC2} = 13.825 \text{ t}$
Reacción por Superficie Rodadura	$V_{DW} = 6.325 \text{ t}$
Reacción por Camión HL-93	$V_{LL} = 14.760 \text{ t}$
Reacción por S/C Vehicular	$V_w = 14.400 \text{ t}$
Reacción por Carga de Impacto	$V_{IM} = 4.871 \text{ t}$
Reacción Total	$V_T = 102.108 \text{ t}$

De lo expuesto en el marco teórico, se utilizará apoyos de neopreno con placas de acero por su buen comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia y menor deterioro a condiciones ambientales; en primer lugar procederemos a dimensionar los apoyos como sigue:

b) Dimensionamiento

Para el dimensionamiento se calculará el espesor del neopreno utilizando la ecuación F.2.58, el ancho del neopreno utilizando la ecuación F.2.59 del marco teórico; los resultados se presentan a continuación:

Inicialmente se propone una longitud de neopreno de 50cm para empezar con los cálculos y verificar si la sección propuesta es adecuada:

Longitud adoptada de Neopreno: $L_{apoyo} = 50\text{cm}$

Espesor del Neopreno: $e_{(cm)} = 0.1L_{puente} = 0.1(50) = 5\text{cm}$

Ancho del Neopreno: $A = \frac{V_T}{f_c L}$

donde: $f_c = 0.55 f'_c = 0.55 \times 280 = 115.5\text{kg} / \text{cm}^2$

$$A = \frac{V_T}{f_c L} = \frac{102108}{115.5 \times 50} = 17.68\text{cm}$$

Teniendo en consideración que el ancho del ala inferior de la viga es de 50cm, adoptaremos un ancho de neopreno igual a 50cm; entonces las dimensiones del aparato de apoyo serán:

$$L = 50\text{cm}$$

$$e = 5\text{cm}$$

$$A = 50\text{cm}$$

c) Dureza del Apoyo

La dureza del neopreno se define con la escala Shore según la resistencia a la penetración de una aguja (variando los grados de dureza Shore entre 0 y 100 desde los cuerpos blandos hasta los impenetrables) y depende de la temperatura, aumentando según disminuye ésta.

Se calculará el esfuerzo de compresión del neopreno utilizando la ecuación F.2.60 y el factor de forma con la ecuación F.2.61 del marco teórico; luego con esos dos valores procedemos a verificar la dureza del apoyo con el Abaco A de la figura 2.22; los resultados se presentan a continuación:

Esfuerzo Unitario de Compresión: $f_u = \frac{V_T}{LA} = \frac{102108}{50 \times 50} = 40.84 \text{ kg/cm}^2$

$$f_u = 580.93 \text{ Lb/pulg}^2$$

Factor de Forma: $F_f = \frac{LA}{2e(L+A)} = \frac{50 \times 50}{2 \times 5(50+50)} = 2.50$

Según el ábaco A de la figura 2.22, para f_u y F_f tenemos:

Deformación = 11 % < 15 % OK

Dureza = 60 Shore

d) Verificación de Deslizamiento

El desplazamiento de la viga que puede absorber el apoyo sin deslizarse se calcula aplicando la fórmula F.2.62 del marco teórico como sigue:

$$D_v = \frac{V_D(\text{lb}) \times e(\text{pulg})}{5 \times L(\text{pulg}) \times A(\text{pulg}^2)} \times \frac{F_1}{F_2} \text{ pulg}$$

Para nuestro caso:

$F_1 = 1.9$ (Temperatura mínima es 20°F)

$F_2 = 160$ (Dureza es 60)

Por tanto: $D_v = \left[\frac{68.078 \times 5}{5 \times 50 \times 50} \left(\frac{1.9}{160} \right) \right] \left(\frac{2.54 \times 1000}{0.45359} \right) = 1.81 \text{ cm}$

Ahora procederemos a verificar el desplazamiento que se genera en la viga aplicando la fórmula F.2.63, debiendo ser menor que el deslizamiento que puede absorber el neopreno:

$$D_L = \alpha(\Delta T)L = 12 \times 10^{-6} (15)(50) = 0.54 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad D_L < D_v \quad \text{OK}$$

3.2.6.6. ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA

Para ilustrar la aplicación de la Norma AASHTO LRFD 2005 en el diseño de subestructuras de puentes, se realizará el diseño de un estribo de concreto reforzado utilizando el enfoque pseudo – estático de Mononobe – Okabe para determinar las cargas dinámicas provocadas por las aceleraciones del suelo. El estribo a diseñar corresponde al del puente de claro simple de 50 m de longitud.

Se realizará el procedimiento de diseño de estribos de concreto reforzado, usando los criterios correspondientes para una adecuada idealización de los elementos principales en éstos, y a la vez realizar las revisiones totales y necesarias para asegurarse de que la estructura en general esta diseñada eficientemente. A continuación resumiremos los resultados del estudio de Hidrología e hidráulica para un periodo de retorno de 100 años los cuales presentados en los cuadros N°01 y N°02 del presente trabajo:

Caudal en avenidas extraordinarias:	497.06	m ³ /s
Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias:	415.101	m.s.n.m.
Tirante de Agua:	3.030	m
Longitud de la Luz del Puente:	50.00	m
Profundidad de Socavación General:	0.98	m
Profundidad de Socavación Local:	2.01	m
Profundidad de Socavación Total:	2.99	m
Profundidad Mínima de Cimentación:	3.00	m

3.2.6.6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA CAJUELA

La cajuela se dimensionó de manera que; verticalmente sea capaz de albergar el dispositivo de apoyo, la viga metálica y la losa hasta el nivel de rasante; horizontalmente debe ser capaz de albergar el dispositivo de apoyo; además de ello se a dotado de una separación de 0.10m entre el muro de la cajuela y la viga metálica, con la finalidad de colocar una plancha de neopreno y evitar que ambos tengan contacto directo cuando se genere un movimiento ya sea por sismo o por el paso de los vehículos; dejando espacio suficiente para el libre desplazamiento y de este modo asegurar que el elemento de concreto no sufra deterioro.

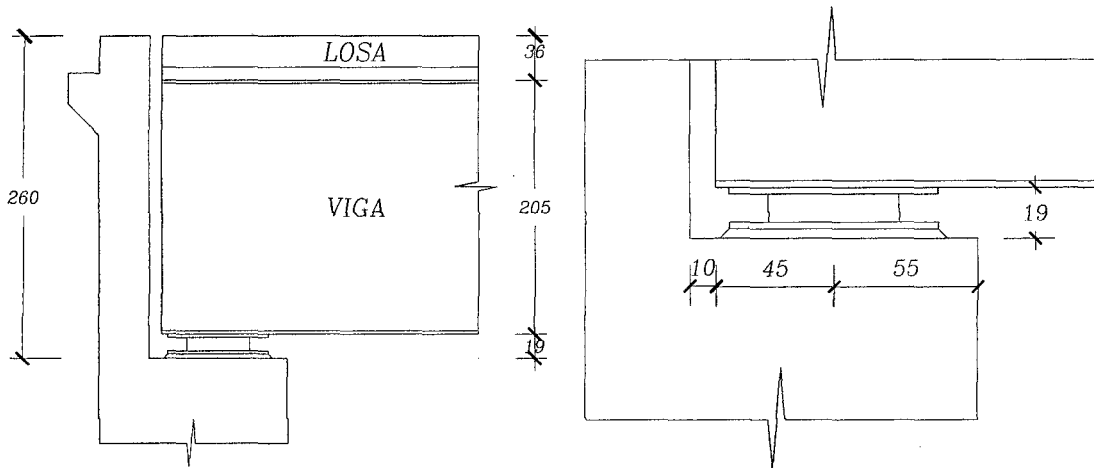


Figura 3.42: Dimensionamiento de la Cajuela

3.2.6.6.2. GEOMETRÍA DEL ESTRIBO

Para determinar la profundidad que tendrá el estribo y determinar el tipo de subestructura a proyectar se tendrá en cuenta la profundidad de cimentación recomendada en el estudio de suelos, el tirante de agua para un caudal en máximas avenidas y el gálibo sobre el nivel de aguas máximas. El manual de MTC establece un gálibo mínimo de 1.50m para puentes.

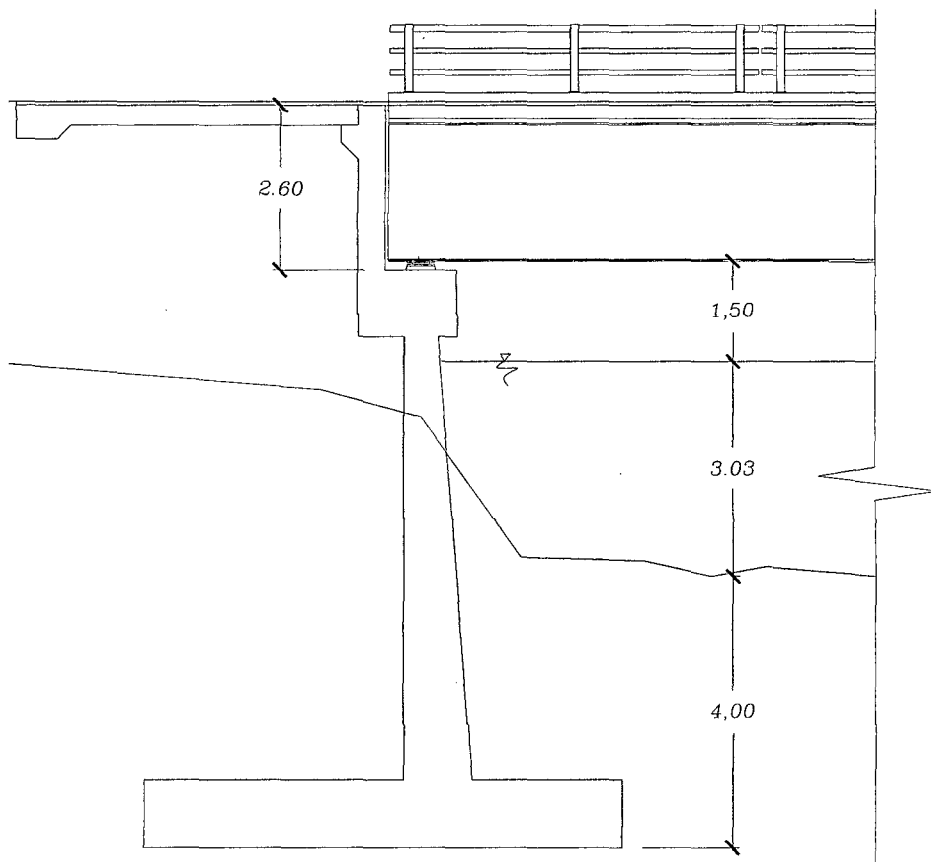


Figura 3.43: Dimensionamiento de la Altura del Estribo

Del grafico se tiene una profundidad de cimentación de 11m; en el marco teórico se recomienda que para alturas entre 4 a 11m resulta más económico y estructuralmente factible proyectar un estribo en voladizo, el cual tendrá aleros, los cuales retendrán el relleno de la vía.

El predimensionamiento del estribo se hace en función de la altura "H" total del mismo; en la figura 2.23 se indican las recomendaciones para el predimensionamiento de donde se tiene que el ancho de la base de cimentación estará en una relación de 0.4 a 0.7 veces la altura del estribo, el espesor de la pantalla superior será de 0.50 y el de la pantalla inferior debe estar entre 1/12 a 1/10 veces la altura de la pantalla. Los valores que se muestran a continuación fueron determinados luego de varios tanteos verificando que cumpla con las condiciones de estabilidad.

Altura de Estribo	H =	11.00 m.
Ancho de Base de Cimentación	B =	7.00 m.
Espesor de Pantalla sup.	tp1=	0.50 m.
Espesor de Pantalla inf.	tp2=	1.00 m.
Talón Posterior	B ₁ =	3.80 m.
Talón Delantero	B ₂ =	2.20 m.
Altura de Cimentación	h _z =	1.00 m.
Altura de Pantalla	h _p =	10.00 m.

Otras Dimensiones:

a =	1.100 m	b =	0.350 m
c =	2.450 m	d =	0.900 m
e =	0.675 m	f =	0.275 m
g =	0.550 m		

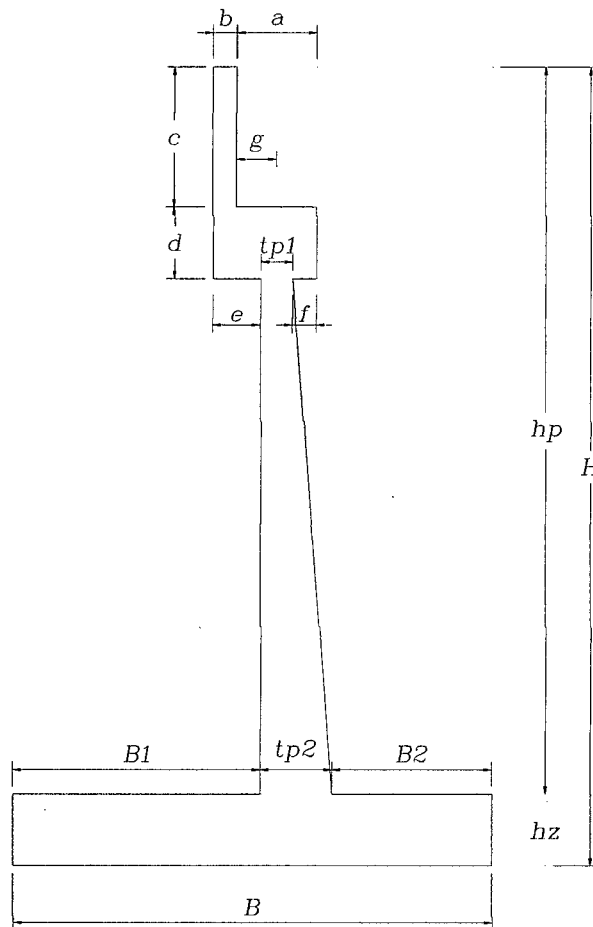


Figura 3.44: Dimensionamiento del estribo

3.2.6.6.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

Es necesario realizar un análisis de estabilidad del estribo con la finalidad de verificar que la estructura no estará sujeta a los efectos de volteo y deslizamiento durante su construcción y luego de estar en servicio. Las propiedades geométricas de la sección del estribo se presentan en la figura 3.44:

El análisis se realizó por metro de ancho, el manual del MTC señala que se debe considerar una altura por sobrecarga el cual depende de la profundidad de cimentación, por tanto para 11m corresponde una altura por sobrecarga de 0.61m.

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la punta.

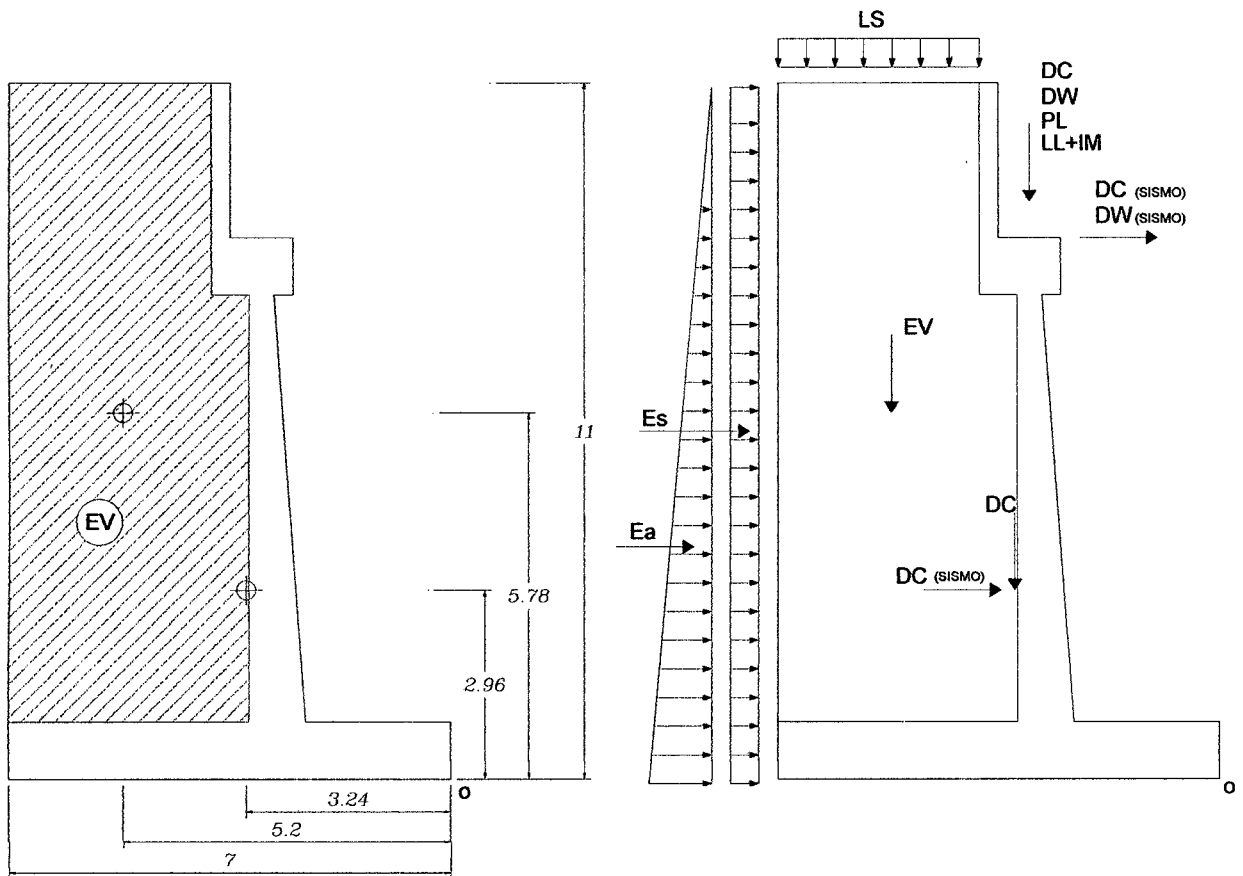


Figura 3.45: Aplicación de las Cargas y Propiedades Geométricas en la Sección del Estribo

Datos Generales:

H =	11.0 m	Altura del muro
a =	1.00 m	Ancho del muro
h s/c=	0.61 m	Altura por sobrecarga (MTC H>9)
σ =	3.36 kg/cm ²	Presión neta en el terreno (Estudio de Suelos)
γ s=	1.80 t/m ³	Peso específico del suelo
γ c=	2.50 t/m ³	Peso específico del concreto
b =	7.00 m	Ancho de la zapata
L =	1.00 m	Largo de la zapata
μ =	0.55	Coefficiente de fricción (Concreto contra arena limosa media gruesa, grava limosa) ⁶⁴

Las cargas muertas como el peso del material de relleno, la sobrecarga del terreno y el peso propio del estribo son calculadas por metro de base; a estas cargas conforman el peso estabilizador sobre la zapata ya que actúan de manera vertical.

⁶⁴ Harmsen Teodoro E., *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, página 365

Cuadro N° 39: Peso estabilizador sobre la Zapata

Tipo de Carga	Descripción	N° de veces	Área (m ²)	Longitud (m)	γ (t/m ³)	Peso (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)
EV	Peso de relleno	1	35.64	1	1.80	64.15	5.20	333.80
LS	SC/terreno	1	1.91	1	1.80	3.43	5.44	18.66
DC	Zapata y Muro	1	14.09	1	2.50	35.23	3.24	114.20

Las reacciones de la carga muerta de la superestructura deben ser convertidas en una carga aplicada a 1m de ancho de estribo. Esto es llevado a cabo agregando las reacciones por carga muerta de dos vigas exteriores con las reacciones por carga muerta de las vigas interiores y dividiendo entonces por la longitud del estribo.

Cuadro N° 40: Peso estabilizador de la Superestructura

Tipo de Carga	Descripción	Peso (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)
DC	Reacción	20.77	2.98	61.79
DW	Reacción	2.32	2.98	6.90
PL	Reacción	1.76	2.98	5.25
LL+IM	Reacción	10.83	2.98	32.23

a) Parámetros de Diseño por sismo

Del manual de diseño de puentes del MTC obtenemos los parámetros de diseño sísmico; el coeficiente de aceleración es determinado del mapa de iso-aceleraciones presentado en el ANEXO I, el factor de modificación de Respuesta sísmica se determinó a partir de la tabla 2.3:

A = 0.25 Coeficiente de Aceleración (Anexo I)

S = 1.2 Coeficiente de Sitio (Zona 2)

R = 1.5 Factor de Modificación de Respuesta (Pilar tipo Placa)

Para el cálculo de las fuerzas desestabilizadoras de la estructura se tomará un porcentaje de las fuerzas estabilizadoras por peso propio actuantes sobre la subestructura, dicho porcentaje se calculará como:

$$\% = 1.20 \times \frac{AS}{R} = 1.20 \times \frac{0.25 \times 1.20}{1.5} \times 100\% = 24\%$$

Por tanto se tomará el 24% del peso propio de la estructura; los resultados se muestran en los cuadros 41 y 42 como sigue:

Cuadro N° 41: Fuerza Desestabilizadora de la Superestructura

Tipo de Carga	Descripción	Peso (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)
DC	Peso Propio	4.98	8.40	41.87
DW	Superf. desgaste	0.56	8.40	4.68
BR	Frenado Vehicular	0.82	12.80	10.50

Cuadro N° 42: Fuerza Desestabilizadora del Estribo

Tipo de Carga	Descripción	Peso (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)
DC	Zapata y Muro	8.46	2.96	25.03

La pantalla del estribo en voladizo de concreto armado tiene posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno, pudiendo desarrollarse un estado de empuje activo, empleando la teoría de Coulomb se determinará el coeficiente de empuje activo:

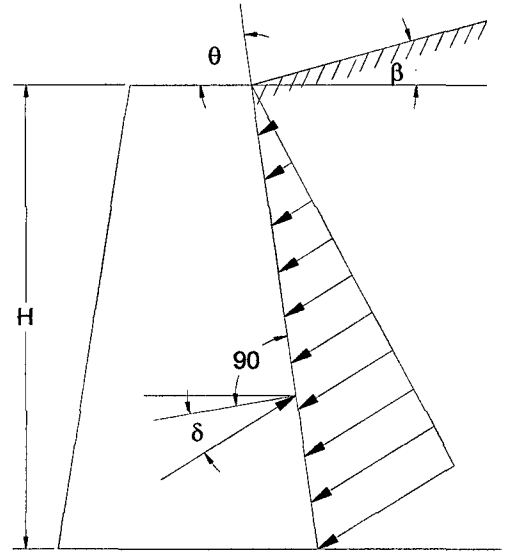
b) Coeficiente de Empuje Activo-Teoría de Coulomb

Se asume que la fuerza que actúa en la espalda del estribo es el resultado del peso de suelo sobre una superficie plana de falla. A continuación se muestran las características del material de relleno a utilizar, para luego proceder al cálculo del empuje activo del suelo:

- $\Phi = 33^\circ$ Angulo de fricción interna del relleno
- $\theta = 90^\circ$ Angulo de la cara superior de la pared con la vertical
- $\delta = 16.5^\circ$ Angulo de fricción
- $\beta = 0^\circ$ Angulo del talud de tierra con la horizontal
- $\alpha = 0^\circ$ Angulo entre la pared interior del muro y la vertical

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\theta + \phi)}{\text{Sen}^2 \theta \text{Sen}(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\theta - \delta) \text{Sen}(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.27$$



El empuje activo del suelo se calculará mediante la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \text{ ancho} = \frac{1}{2} (1.8)(11^2)(0.27)(1) = 29.09 \text{ tn}$$

c) Coeficiente para el Empuje de tierras con Sismo-Mononobe Okabe

Los empujes del suelo utilizados para diseñar los estribos se deberían seleccionar de modo que sean consistentes con el requisito de que el estribo no debe moverse más de 38mm en sentido lateral. La estructura se analizará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno.

Cálculo de los Coeficientes sísmicos K_h y K_v :

$$K_h = 0.125 \quad \text{Coeficiente sísmico horizontal - Recomendado } A/2$$

$$K_v = 0.05 \quad \text{Coeficiente sísmico vertical - Recomendado } 0.00 \text{ a } 0.05$$

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{0.125}{1 - 0.05} \right) = 7.5^\circ$$

Para el cálculo del coeficiente de empuje de tierras con efectos sísmico se utilizará la siguiente fórmula:

$$K_{as} = \frac{\text{Cos}^2(\phi - \alpha - \theta)}{\text{Cos} \theta \text{Cos}^2 \alpha \text{Cos}(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Cos}(\delta + \alpha + \theta) \text{Cos}(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.352$$

Este coeficiente incluye el efecto estático mas el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triangulo invertido con centro de gravedad ubicado a 2/3 de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación.

d) Empuje de Tierras con Sismo-Mononobe Okabe

El empuje activo dinámico del suelo se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$E_{as} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{as} ancho = \frac{1}{2} (1.8)(11^2)(1 - 0.05)(0.352)(1) = 36.41tn$$

3.2.6.6.3.1. Verificación para el Estado Límite de Servicio I

Las especificaciones AASHTO establecen que para el estado límite de servicio se deberá investigar la estabilidad de los taludes con la finalidad de facilitar la construcción; a continuación se procederá a efectuar el cálculo de las fuerzas actuantes mayoradas aplicando las combinaciones de cargas para elementos enterrados presentados en la tabla 2.9 del marco teórico correspondientes al estado Límite de Servicio I, los cuales se presentan en los cuadros N° 43:

Cuadro N° 43: Resumen de Fuerzas Estabilizadoras en el Muro S-I

Tipo de carga	Peso Parcial (t)	Momento Parcial (t-m)	Factores de Carga	Peso Final "Fv" (t)	Momento Final (t-m)
EV	64.15	333.80	1	64.15	333.80
LS	3.43	18.66	1	3.43	18.66
DC	56.00	176.00	1	56.00	176.00
DW	2.32	6.90	1	2.32	6.90
PL	1.76	5.25	1	1.76	5.25
LL+IM	10.83	32.23	1	10.83	32.23

Total	138.49	572.83
--------------	---------------	---------------

Las fuerzas y momentos desestabilizadores actuantes en el estribo por cargas estáticas son el empuje activo del terreno y el empuje que genera la sobrecarga en el terreno: Líneas arriba se obtuvo que el empuje activo del terreno es de **Ea=29.09tn**,

esta fuerza horizontal tiene forma triangular y actúa a un tercio de la altura total del estribo medido a partir de la base, por tanto el momento para esta fuerza se calcula como:

$$M_{Ea} = 29.09 \frac{1}{3}(11) = 106.66t - m$$

El empuje por la sobrecarga tiene forma rectangular como lo indicado en la figura 3.45; la fuerza horizontal que actúa sobre el terreno para esta sobrecarga será afectada por las características del suelo, por tanto se calculará de la siguiente manera:

$$E_s = \gamma H K_a h_{s/c} = (1.8)(11)(0.267)(0.61) = 3.23t$$

Esta fuerza se aplicará a una altura igual a la mitad de la altura total del estribo medido a partir de la base del mismo, por tanto el momento actuante será:

$$M_{Es} = 3.23 \frac{1}{2}(11) = 17.74t - m$$

La fuerza y momento desestabilizador total sobre la estructura será:

$$F = E_a + E_s + BR = 29.09 + 3.23 + 0.82 = 33.14t$$

$$M = M_{Ea} + M_{Es} + M_{BR} = 106.66 + 17.74 + 10.50 = 134.90t - m$$

Verificación de la Estabilidad al Volteo o Excentricidad:

Momento de volcamiento (Mv): las fuerzas que intentan volcar el estribo son el empuje activo y el empuje de la sobrecarga.

$$M_v = 134.90t - m$$

Momento estable (Me): las fuerzas que dan estabilidad al estribo son el peso propio del estribo, el peso del relleno, el peso total de la sobrecarga peso propio de la superestructura y su respectiva sobrecarga.

$$M_e = 572.83t - m$$

Fuerza resultante Vertical (V): es la suma de fuerzas que dan estabilidad al estribo.

$$V = 138.49t - m$$

El punto de aplicación de la fuerza resultante es medido desde el punto "o" indicado en la figura 3.45 como sigue:

$$X_o = \frac{M_v - M_h}{V} = \frac{572.83 - 134.90}{138.49} = 3.16m$$

La excentricidad es medida desde el centro de la base. Para que exista compresión en toda la base, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base (B/6).

$$e = \frac{B}{2} - X_o \leq \frac{B}{6} \qquad e = \frac{B}{2} - X_o = \frac{7}{2} - 3.16 = 0.34m \qquad \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1.17m$$

Observamos que se cumple que $e < B/6$, por lo tanto satisface con los requisitos de estabilidad al volteo.

Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento:

Se investiga la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente. Las fallas por resbalamiento ocurren cuando las sollicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal superan el valor más crítico entre la resistencia al corte mayorada de los suelos o la resistencia al corte mayorada en la interfaz entre el suelo y la fundación.

La fuerza horizontal factorizada se verifica contra la resistencia de fricción entre la fundación y el suelo.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, Q_R , se calculará como⁶⁵:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi(\mu V)$$

Donde:

- Q_n = Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación
- ϕ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación.
- V = Fuerza Vertical factorizada.
- μ = Coeficiente de fricción del suelo.

Debiéndose cumplir que la resistencia mayorada contra el deslizamiento debe ser mayor que la fuerza horizontal; por tanto:

⁶⁵ Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 10.6.3.3

$$\phi = 1$$

$$\mu = 0.55$$

$$\text{Carga Vertical} \quad V = 138.49t$$

$$\text{Carga horizontal} \quad F = 33.14t$$

$$Q_R = 1(138.49)(0.55) = 76.17t \quad > \quad F = 33.14t$$

Por tanto queda satisfecha la condición de estabilidad por deslizamiento.

A continuación se procede a verificar la estabilidad para el caso de carga del Estado Límite de Resistencia I.

3.2.6.6.3.2. Verificación para el Estado Límite de Resistencia I-a

La AASHTO señala que los estribos deben ser capaces de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento. Para este caso de cargas se procederá a efectuar el cálculo de las fuerzas actuantes mayoradas aplicando las combinaciones de cargas para elementos enterrados presentados en la tabla 2.9 del marco teórico correspondientes al estado Límite de Resistencia; el procedimiento de cálculo es similar al descrito para el estado límite de Servicio:

Peso y Momento estabilizador en el Estribo:

$$V = 1.00EV + 0.90DC + 0.65DW + 1.75(LS + PL + LL + IM)$$

$$V = 1.00(64.15) + 0.90(56.00) + 0.65(2.32) + 1.75(3.43 + 1.76 + 10.83)$$

$$V = 144.10tn$$

$$M_e = 1.00EV + 0.90DC + 0.65DW + 1.75(LS + PL + LL + IM)$$

$$M_e = 1.00(333.80) + 0.90(176.00) + 0.65(6.90) + 1.75(18.66 + 5.25 + 32.23)$$

$$M_e = 594.91tn - m$$

Fuerza y Momento Desestabilizador en el Estribo:

$$F = 1.50Ea + 1.75Es + 1.75BR = 1.50(29.09) + 1.75(3.23) + 1.75(0.82) = 50.72tn$$

$$M_v = 1.50Ea + 1.75Es + 1.75BR = 1.50(106.66) + 1.75(17.74) + 1.75(10.50) = 209.41tn - m$$

Verificación de la Estabilidad al Volteo o Excentricidad:

$$X_o = 2.68m \quad e = 0.82m \quad \frac{B}{6} = 1.17m \quad e < \frac{B}{6}$$

Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento:

$$\phi = 0.85 \quad \mu = 0.55$$

$$Q_R = 67.37t \quad > \quad F = 50.72t \quad \text{CONFORME}$$

3.2.6.6.3.3. Verificación para el Estado Límite de Resistencia I-b

De las combinaciones de cargas presentadas en la tabla 2.9 correspondientes al estado Límite de Resistencia, utilizaremos los coeficientes máximos presentados en dicha tabla para las verificaciones correspondientes:

Peso y Momento estabilizador en el Estribo:

$$V = 1.35EV + 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LS + PL + LL + IM)$$

$$V = 1.35(64.15) + 1.25(56.00) + 1.50(2.32) + 1.75(3.43 + 1.76 + 10.83)$$

$$V = 188.12tn$$

$$M_e = 1.35EV + 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LS + PL + LL + IM)$$

$$M_e = 1.35(333.80) + 1.25(176.00) + 1.50(6.90) + 1.75(18.66 + 5.25 + 32.23)$$

$$M_e = 779.20tn - m$$

Fuerza y Momento Desestabilizado en el Estribo:

$$F = 1.50Ea + 1.75Es + 1.75BR = 1.50(29.09) + 1.75(3.23) + 1.75(0.82)$$

$$F = 50.72tn$$

$$M_v = 1.50Ea + 1.75Es + 1.75BR = 1.50(106.66) + 1.75(17.74) + 1.75(10.50)$$

$$M_v = 209.41tn - m$$

Verificación de la Estabilidad al Volteo o Excentricidad:

$$X_o = 3.03m \quad e = 0.47m \quad \frac{B}{6} = 1.17m \quad e < \frac{B}{6}$$

Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento:

$$\phi = 0.85$$

$$\mu = 0.55$$

$$Q_R = 87.95t$$

>

$$F = 50.72t$$

CONFORME

3.2.6.6.3.4. Verificación para el Estado Límite de Evento Extremo I

Aplicando las combinaciones de cargas para elementos enterrados presentados en la tabla 2.9 del marco teórico correspondientes al estado Límite de Evento Extremo I, se tendrá los siguientes resultados para la verificación de estabilidad:

Peso y Momento estabilizador en el Estribo:

$$V = 1.00EV + 0.90DC + 0.65DW = 1.00(64.15) + 0.90(56.00) + 0.65(2.32)$$

$$V = 116.05tn$$

$$M_e = 1.00EV + 0.90DC + 0.65DW = 1.00(333.80) + 0.90(176.00) + 0.65(6.90)$$

$$M_e = 496.68tn - m$$

En este estado de carga se considera las fuerzas desestabilizadoras por peso propio que actúan sobre el estribo, el empuje activo estático del terreno, además se adicionará los efectos por sismo del terreno:

Fuerzas y Momentos desestabilizadores por peso propio (Eq):

$$Eq = (DC + DW)_{\text{DESESTABILIZADORES}}$$

$$V_{Eq} = 4.98 + 8.46 + 0.56 = 14.00tn$$

$$M_{Eq} = 41.87 + 4.68 + 25.03 = 71.58tn - m$$

Para el efecto por sismo se tomará la variación del empuje dinámico del terreno respecto al empuje activo estático del mismo. Esta carga se aplica a dos tercios de la altura total medidos a partir de la base del terreno.

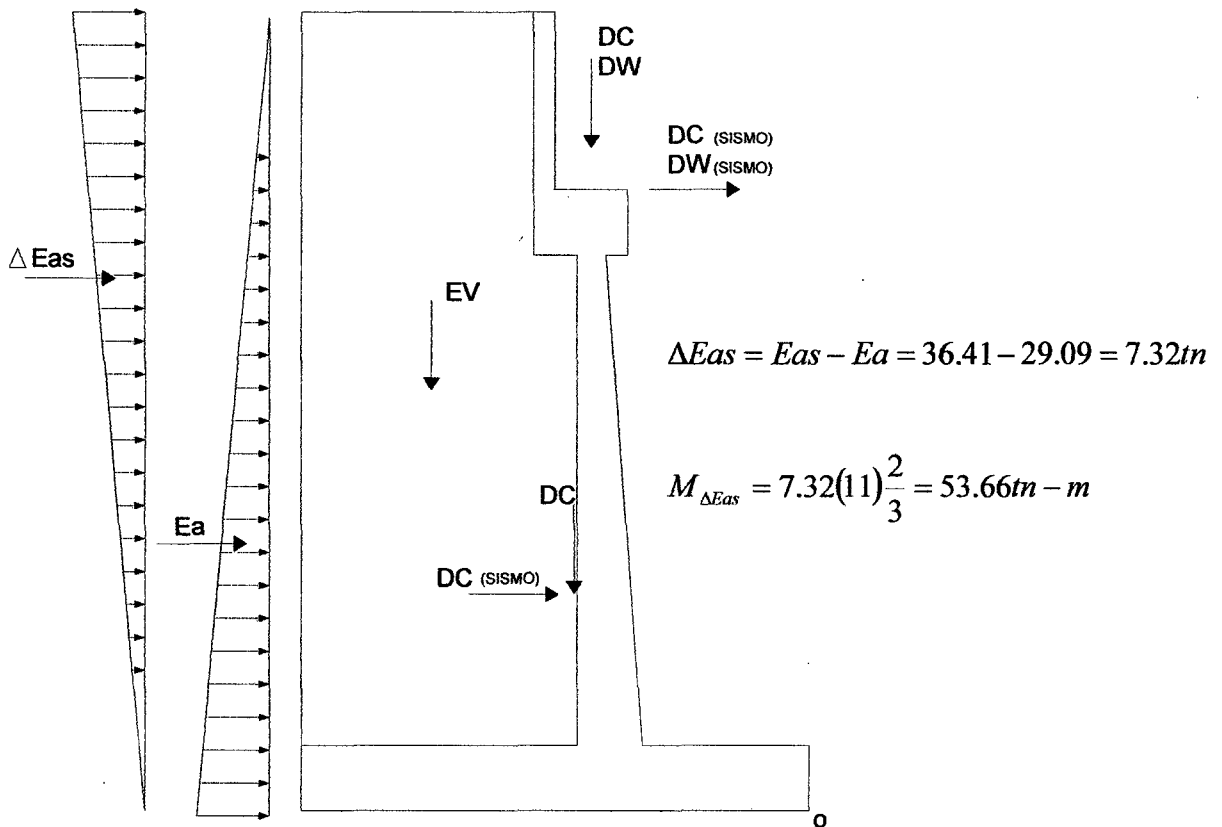


Figura 3.46: Cargas en el Estado Limite de Evento Extremo I

Fuerza y Momento Desestabilizado en el Estribo:

$$F = 1.00Ea + 1.00\Delta Eas + 1.00Eq = 1.00(29.09) + 1.00(7.32) + 1.00(14.00)$$

$$F = 50.41tn$$

$$M_v = 1.00Ea + 1.00\Delta Eas + 1.00Eq = 1.00(106.66) + 1.00(53.66) + 1.00(71.58)$$

$$M_v = 231.90tn - m$$

Verificación de la Estabilidad al Volteo o Excentricidad:

$$X_o = 2.38m \quad e = 1.12m \quad \frac{B}{6} = 1.17m \quad e < \frac{B}{6}$$

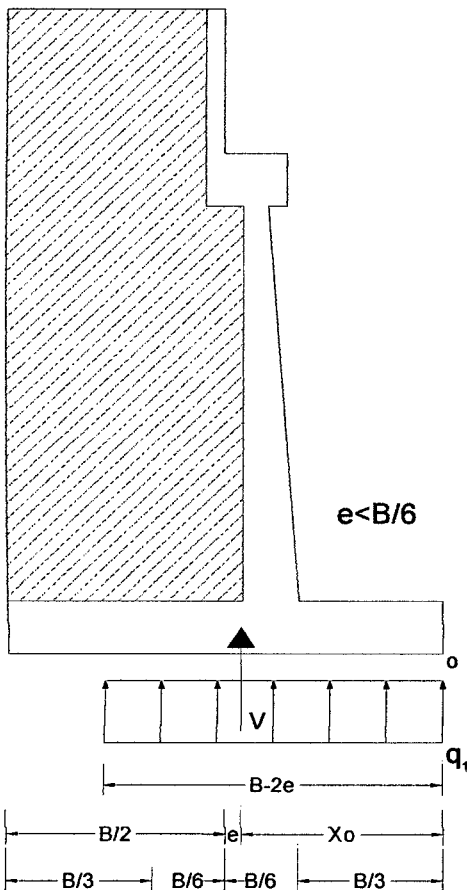
Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento:

$$\phi = 1.00 \quad \mu = 0.55$$

$$Q_R = 63.83t \quad > \quad F = 50.41t \quad \text{CONFORME}$$

3.2.6.6.3.5. Verificación de la Capacidad de Carga

Las especificaciones AASHTO (LRFD Arto. 11.6.3.2) establecen que la capacidad de carga se debe investigar en el Estado Límite de Resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas. Para nuestro caso el estribo estará soportado por una fundación en suelo, por tanto el esfuerzo vertical del terreno se calculará suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la figura:



Del estado Límite de Resistencia I

$$q_1 = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{188.12}{7 - 2(0.47)} \times \frac{1}{10} = 3.10 \text{ kg/cm}^2$$

La presión de contacto de estribo con el terreno de fundación es menor que el admisible. De esta manera la base del estribo queda teóricamente en compresión, de tal manera que la distribución de presiones es bastante regular disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón del muro.

Figura 3.47: Presión de Contacto Estribo - Terreno de Fundación

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto; por tanto las dimensiones propuestas son definitivas y con ellas se realiza el diseño de los elementos estructurales que conforman el estribo.

3.2.6.6.4. DISEÑO DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO

La pantalla del estribo se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero. Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del estribo medidos desde la corona del estribo hasta la unión de la pantalla con la zapata.

Características

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del refuerzo
$b = 100 \text{ cm}$	Ancho
$e_p = 100 \text{ cm}$	Espesor de pantalla en la base
$\phi = 0.90$	Factor de reducción
$R = 1.50$	Factor de modificación de respuesta sísmica

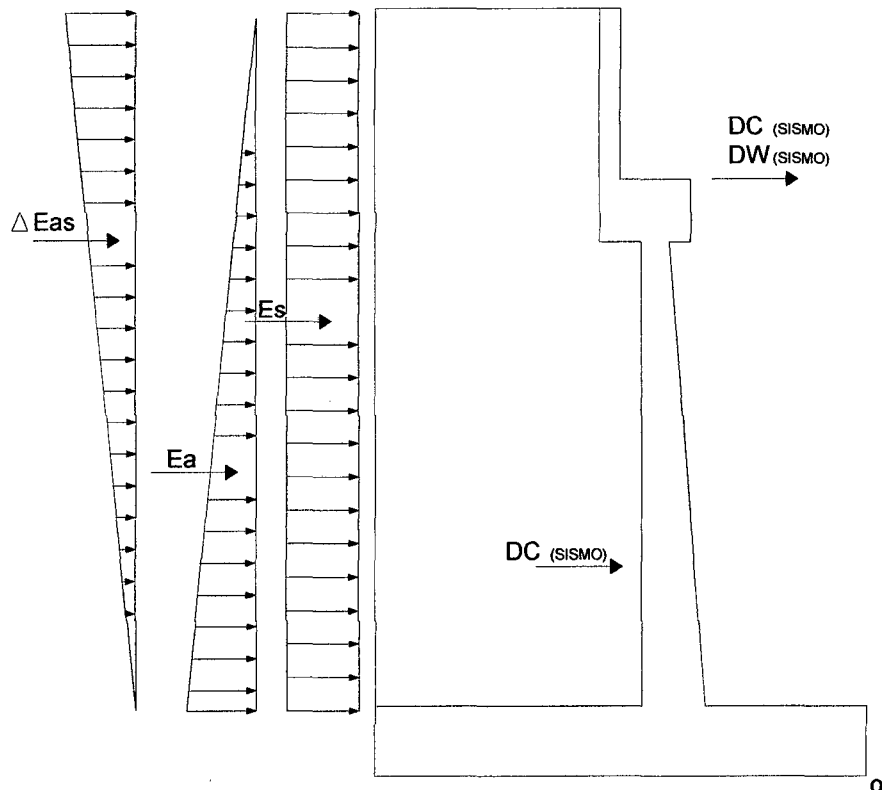


Figura 3.48: Cargas Actuantes en la Pantalla del Estribo para el Diseño.

Para el diseño del acero en la pantalla del estribo tomaremos el momento máximo de las combinaciones para el estado Límite de Resistencia y del estado Límite de Evento Extremo. El cálculo de acero se realizará para 3 diferentes alturas, considerando que la presión ejercida por el terreno en la pantalla del estribo es variable respecto a la altura de la misma, resultando innecesario colocar la misma cantidad de acero en toda la pantalla ya que los momentos se van reduciendo a medida que se acerca a la superficie.

Para empezar con nuestro análisis, se calculará los momentos en la base de la pantalla del estribo, la altura para todos los casos será medida a partir de la corona del mismo como sigue:

a) Análisis para H= 10.00 m

Para el estado límite de resistencia, se tomará el empuje activo del terreno y el empuje que genera la sobrecarga a una altura de 10m.

Efectos del Empuje del terreno

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \text{ ancho} = \frac{1}{2} (1.8)(10^2)(0.27)(1) = 24.04 \text{tn}$$

$$M(E_a) = \frac{1}{3} H E_a = \frac{1}{3} (10)(24.04) = 80.13 \text{tn} - m$$

Efectos del Empuje por sobrecarga

$$E_s = \gamma H K_a h_{s/c} = \frac{1}{2} (1.8)(10)(0.27)(0.61) = 2.93 \text{tn}$$

$$M(E_s) = \frac{1}{2} H E_s = \frac{1}{2} (10)(2.93) = 14.66 \text{tn} - m$$

El cortante y momento para el estado Límite de Resistencia I será:

$$V_R = 1.50 E_a + 1.75 E_s = 1.50(24.04) + 1.75(2.93) = 41.19 \text{tn}$$

$$M_R = 1.50 E_a + 1.75 E_s = 1.50(80.13) + 1.75(14.66) = 145.86 \text{tn} - m$$

Al igual que en el análisis de estabilidad, para el estado Límite de Evento Extremo I se incrementará los efectos que genera la acción sísmica; la fuerza sísmica por peso

propio del estribo se calculará para la sección medida desde la corona hasta la base de la pantalla, sin incluir la zapata ya que no es parte de nuestro análisis por esta ocasión.

Efectos del Incremento Dinámico del Empuje Activo:

$$Eas = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{as} ancho = \frac{1}{2} (1.8)(10^2)(1 - 0.05)(0.352)(1) = 30.09tn$$

$$\Delta Eas = Eas - Ea = 30.09 - 24.04 = 6.05tn$$

$$M_{\Delta Eas} = 6.05(10) \frac{2}{3} = 40.32tn - m$$

Fuerzas y Momentos desestabilizadores por peso propio (Eq):

$$Eq = (DC + DW)_{DESESTABILIZADORES}$$

$$V_{Eq} = 4.98 + 4.26 + 0.56 = 9.80tn$$

$$M_{Eq} = 41.87 + 13.10 + 4.68 = 59.65tn - m$$

Los efectos que se generan en el estado Límite de Evento Extremo I son afectados por el factor de modificación de respuesta sísmica, por tanto los resultados se dividirán entre el factor correspondiente:

$$V_{EE} = \frac{(1.00Ea + 1.00\Delta Es + Eq)}{R} = \frac{24.04 + 6.05 + 9.80}{1.5} = 26.59tn$$

$$M_{EE} = \frac{1.00Ea + 1.00\Delta Es + Eq}{R} = \frac{80.13 + 40.32 + 59.65}{1.5} = 120.07tn - m$$

El momento y cortante de diseño se tomará como el máximo valor obtenido entre las sollicitaciones para el estado Límite de Resistencia y el de Evento Extremo; por tanto:

$$Vu = 41.19tn$$

$$Mu = 145.86tn - m$$

Parámetros del método de diseño por Rotura.

La cuantía de la sección puede encontrarse de la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_u}{f_y}} \right] \quad \text{Donde:} \quad K_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad \text{y} \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

El área de acero estará dada por: $A_s = \rho b d$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c b} \quad c = \frac{a}{0.85}$$

Para efectos del análisis inicial se supondrá una barra de diámetro igual a una pulgada ($\phi=1"$); por tanto el peralte en tracción para la sección analizada será:

$$dc = r + \frac{\phi}{2} = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm}, \text{ el recubrimiento libre mas el radio de la barra}$$

$d = ep - dc = 100 - 8.77 = 91.23 \text{ cm}$, peralte efectivo: Espesor de pantalla menos peralte en tracción.

$$K_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{145.86 \times 10^5}{0.90(100)(91.23^2)} = 19.47 \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85(210)} = 23.53$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_u}{f_y}} \right] = \frac{1}{17.65} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(18.93)}{4200}} \right] = 0.00492$$

$$A_s = \rho b d = 0.00492(100)(91.23) = 44.88 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{44.88 \times 4200}{0.85(210)(100)} = 10.56 \text{ cm}$$

La AAHSTO establece que la máxima cantidad de acero deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{10.56}{0.85} = 12.42 \text{ cm} \quad \frac{c}{d} = \frac{12.42}{91.23} = 0.136 \leq 0.42$$

Por tanto se considera satisfecha la condición del LRFD.

$$A_s = 44.88 \text{ cm}^2$$

$$Usar : \phi 1" @ 0.10 \text{ m}$$

Una vez analizados los efectos que se generan en la base de la de la pantalla del estribo, procedemos a calcular el acero para otras alturas, estas alturas fueron determinadas por medio de tanteos buscando obtener una distribución uniforme y económica en la pantalla del estribo. El procedimiento de cálculo es similar al descrito para la base de la pantalla, por tanto a continuación se presentará el diagrama de cargas utilizado para el cálculo de momentos y el resumen respectivo del mismo:

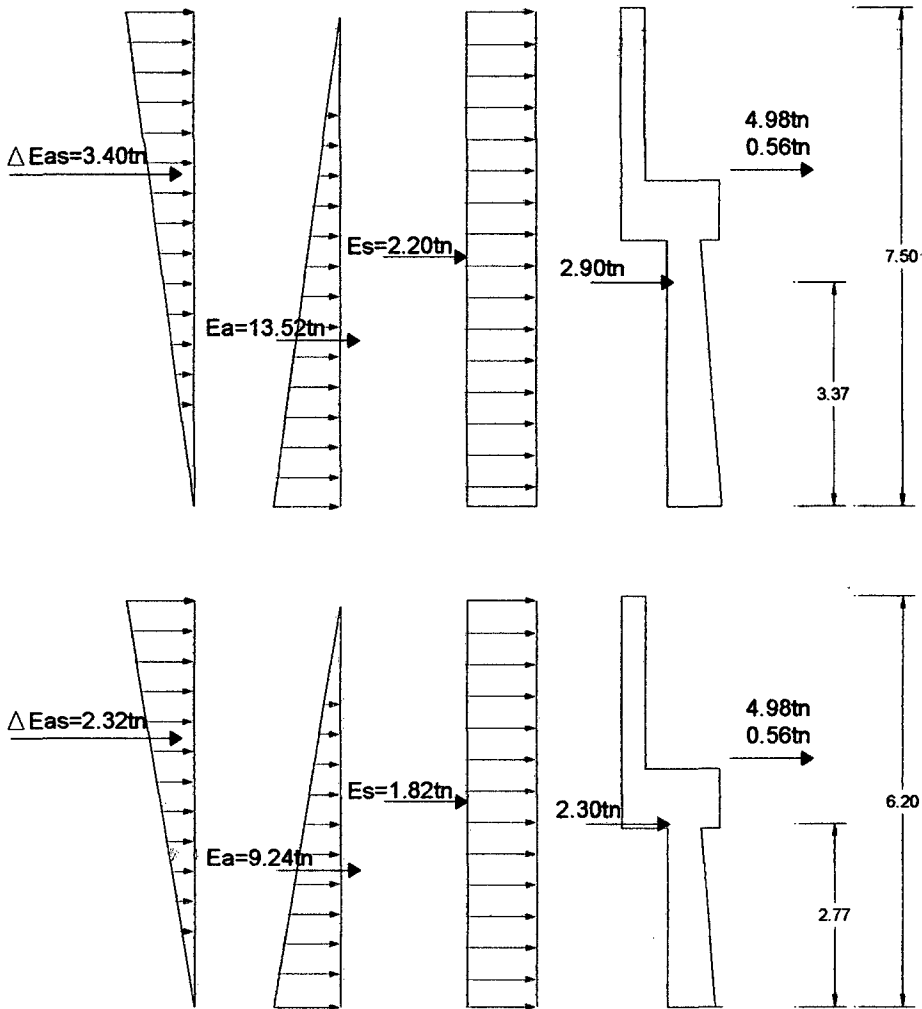


Figura 3.49: Cargas Actuantes en el estribo para el Diseño.

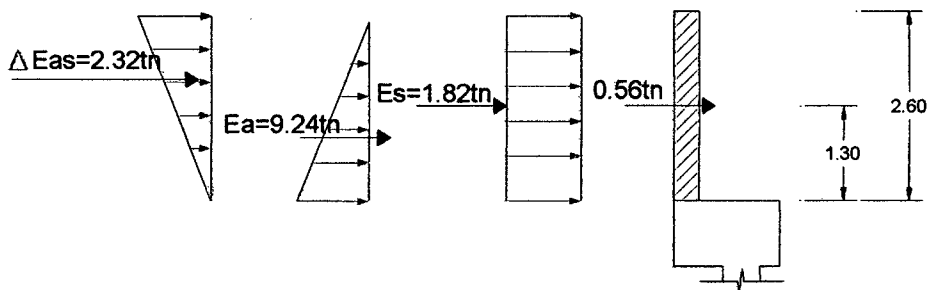


Figura 3.50: Cargas Actuantes en la Cajuela para el Diseño.

Cuadro N° 44: Resumen de la Distribución de Acero Vertical en Estribo

H (m)	d (cm)	Mu (tn-m)	Ku	ρ	As (cm ²)	As mín (cm ²)	c (cm)	c/d<0.42	Distribución (m)
10.00	91.23	145.86	19.47	0.00492	44.90	15.00	12.43	0.136	Ø1"@0.10m
7.50	72.00	65.14	13.96	0.00347	24.95	12.12	6.91	0.096	Ø1"@0.20m
6.20	62.00	38.51	11.13	0.00274	16.98	10.62	4.70	0.076	Ø1"@0.30m
2.60	26.87	3.85	5.93	0.00144	3.86	5.25	1.07	0.040	Ø1/2"@0.20m

El manual del MTC en el artículo 2.9.1.3.10.1.d.2, establece que para elementos a flexión, el acero mínimo se calculará a partir de la siguiente relación:

$$\rho_{min} \geq 0.03 \frac{f_c'}{f_y} \quad \rho_{min} \geq 0.03 \frac{210}{4200} = 0.0015 \quad \rho_{min} = 0.0015$$

El acero vertical de la cara en compresión debe ser el mínimo suficiente para sostener las varillas horizontales durante el armado; por tanto el refuerzo vertical de la cara en compresión será:⁶⁶

$$As_{mín} = \frac{0.0015 * b * h}{2}$$

La pantalla del estribo es un elemento de sección variable y por tanto se debe diseñar para la sección más crítica; considerando que este refuerzo calculado es mínimo, tomaremos una sola varilla de acero, calculada para la sección ubicada en la base de la pantalla como sigue:

$$As = \frac{0.0015 * 100 * 100}{2} = 7.5cm^2 \quad Usar : Ø5/8"@0.25m$$

Operación similar se aplicará para calcular el acero en compresión de la cajuela:

$$As = \frac{0.0015 * 100 * 35}{2} = 2.63cm^2 \quad Usar : Ø1/2"@0.45m$$

Se requiere refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño.

⁶⁶ Hamsen Teodoro E., *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, página 383

El refuerzo horizontal para varillas de diámetro menor o igual a 5/8" es igual a.⁶⁷

$$A_s = 0.0020bh$$

El refuerzo horizontal en la parte superior del muro será menor que en la inferior y se distribuirá en dos capas; la exterior con las 2/3 partes del acero calculado y la interior con el resto, debido a que es la zona que experimenta las mayores variaciones de temperatura. De este modo, el acero estará distribuido de la siguiente manera:

Cuadro N° 45: Resumen de la Distribución de Acero Horizontal en Estribo

H (m)	h (cm)	Cara Interna (1/3 As)		Cara Externa (2/3 As)	
		As	Distribución	As	Distribución
10.00	100.00	6.67 cm ²	Ø 5/8 @ 0.30	13.33 cm ²	Ø 5/8 @ 0.15
7.50	80.77	5.38 cm ²	Ø 5/8 @ 0.35	10.77 cm ²	Ø 5/8 @ 0.18
6.20	70.77	4.72 cm ²	Ø 5/8 @ 0.40	9.44 cm ²	Ø 5/8 @ 0.20
2.60	35.00	2.33 cm ²	Ø 1/2 @ 0.45	4.67 cm ²	Ø 1/2 @ 0.25

3.2.6.6.5. DISEÑO DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO

Para el diseño de la zapata es necesario calcular los esfuerzos que se generan en el terreno, considerando la estructura con puente y sin puente, de lo cual en el análisis se tendrá en cuenta el estado para el cual se generen mayores esfuerzos sobre el terreno:

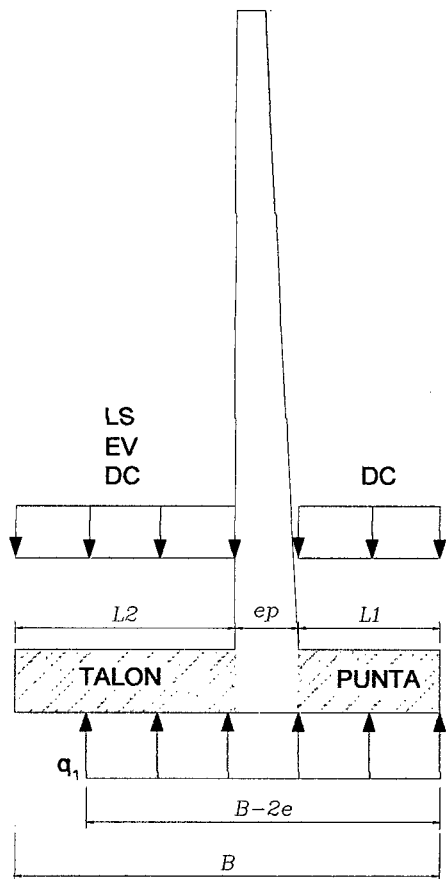
Características

$f_c =$	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del refuerzo
$b =$	100	cm	Ancho
$h_z =$	100	cm	Espesor de zapata
$d =$	91.5	cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.9		Factor de reducción

Estribo con Puente:

$q_1 =$	3.01	kg/cm ²	Esfuerzo últimos en estado límite de R 1-b
$e =$	0.37	m	Excentricidad

⁶⁷ Morales Morales Roberto, Diseño en Concreto Armado, página 119



A los fines del diseño estructural, si el muro es soportado por una fundación en suelo, se aplicará el principio de superposición a muros de tierra estabilizada mecánicamente; donde la tensión vertical del terreno se debe calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la figura 3.51. Tanto el talón como la punta de la zapata se analizan como elementos en voladizo.

Figura 3.51: Distribución de Presiones en Zapata de Estribo

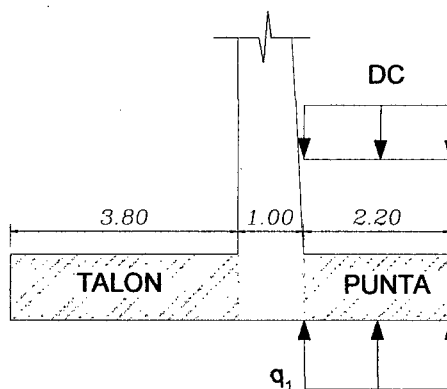
a) Punta

Momento producido por el peso propio de la zapata:

$$Mu_1 = 1.25 \times \frac{1 \times 2.50 \times 2.20^2}{2} = 7.56t - m$$

Momento producido por las presiones del terreno:

$$Mu_2 = \frac{31.0 \times 2.20^2}{2} = 75.02t - m$$



Momento resultante:

$$Mu = 72.84 - 7.56 = 67.46t - m, \quad As = 20.02cm^2, \quad As_{min} = 18.00cm^2$$

Por tanto: $As = 20.02cm^2,$ Usar : $\phi 1" @ 0.25m$

b) Talón

Momento producido por el peso propio de la zapata:

$$Mu_1 = 1.25 \times \frac{1 \times 2.50 \times 3.80^2}{2} = 22.56t - m$$

Momento producido por el peso del terreno:

$$Mu_2 = 1.35 \times 64.15 \times (5.20 - 2.20 - 1.00) = 173.21t - m$$

Momento producido por la sobrecarga del terreno:

$$Mu_3 = 1.75 \times 3.43 \times (5.44 - 2.20 - 1.00) = 13.45t - m$$

Momento producido por las presiones del terreno:

$$Mu_4 = \frac{31.0 \times 2.86^2}{2} = 126.78t - m$$

Momento resultante:

$$Mu = 13.45 + 173.21 + 22.56 - 126.78 = 82.44t - m, \quad As = 24.61cm^2,$$

$$As_{min} = 18.00cm^2$$

Por tanto:

$$As = 24.61cm^2,$$

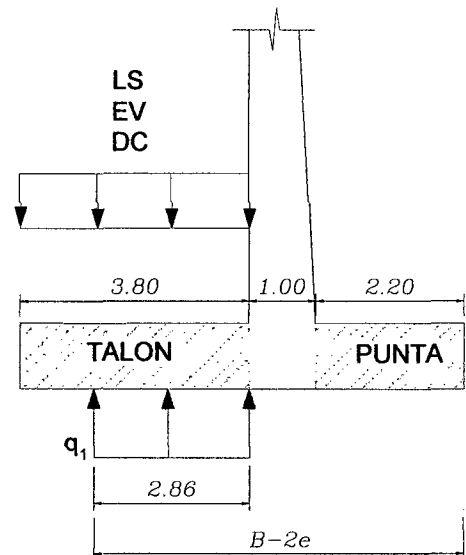
$$Usar : \phi 1" @ 0.20m$$

Para el refuerzo transversal se considerará el acero mínimo dividido en dos capas; por tanto:

$$As = \frac{0.0018bh}{2} \quad As = \frac{0.0018(100)(100)}{2} = 9.00cm^2, \quad Usar : \phi 3/4" @ 0.30m$$

3.2.6.6.6. PREDIMENSIONAMIENTO ALERO

Debido a las condiciones topográficas y por economía las alas de los estribos se diseñaron de unos 6 metros de longitud en dirección de 30° desde los extremos del estribo para así poder proteger la estructura de las avenidas y acumulación de materiales.



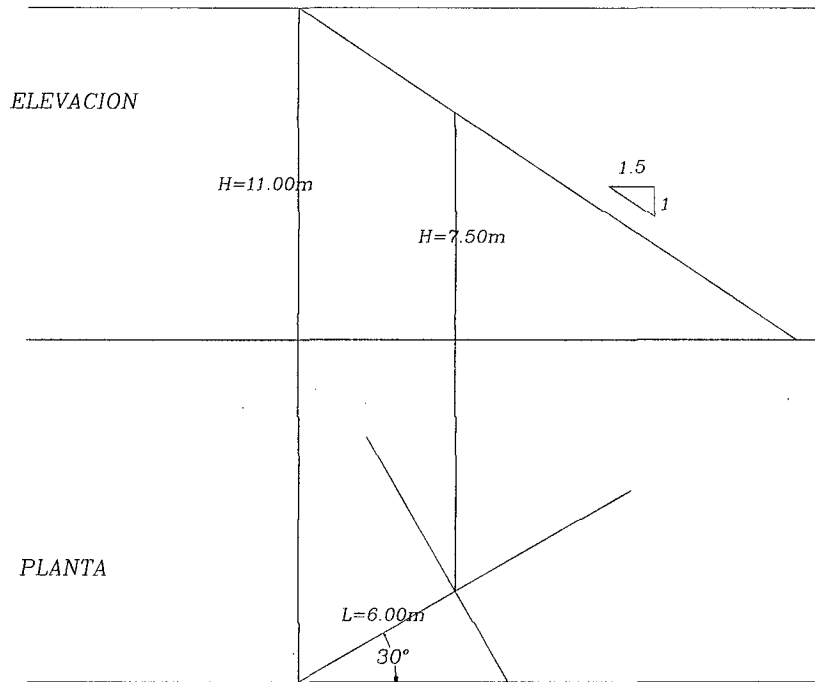


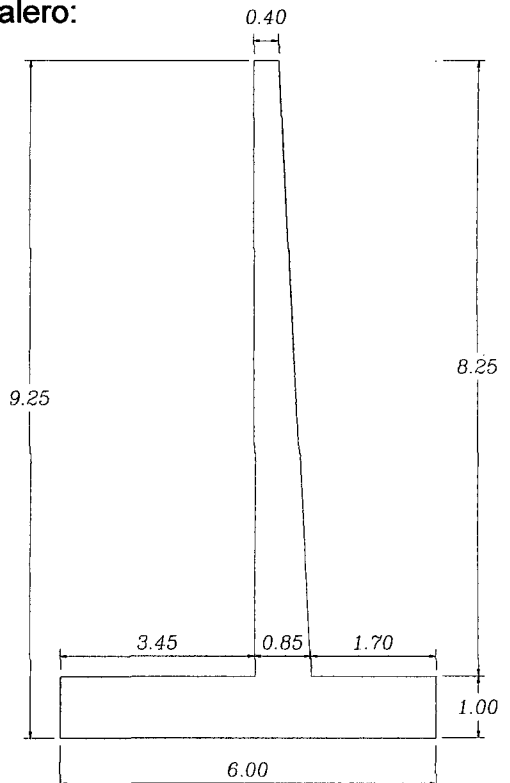
Figura 3.52: Predimensionamiento del Alero

3.2.6.6.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL ALERO

Una vez predimensionado el alero, procedemos a analizar la sección central del mismo para realizar las verificaciones de estabilidad correspondientes. A continuación presentamos la geometría de la sección media del alero:

Datos Generales

$h = 9.25 \text{ m}$	Altura del muro
$a = 1.00 \text{ m}$	Ancho del muro
$\sigma = 3.36 \text{ kg/cm}^2$	Presión neta en el terreno
$\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$	Peso específico del suelo
$\gamma_c = 2.50 \text{ t/m}^3$	Peso específico del concreto
$b = 6.00 \text{ m}$	Ancho de la zapata
$L = 1.00 \text{ m}$	Largo de la zapata
$\mu = 0.62$	Coefficiente de fricción



A diferencia de los estribos, las cargas que actúan sobre el alero son el peso propio y el peso del material de relleno; el procedimiento de análisis es similar al descrito para los estribo, por tanto también se analizará por metro de ancho:

Cuadro N° 46: Peso Estabilizador Sobre la Zapata de Alero

Tipo de Carga	Descripción	N° de veces	Área (m ²)	Longitud (m)	γ (t/m ³)	Peso (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)
EV	Peso de relleno	1	30.44	1	1.80	54.80	4.31	236.30
DC	Zapata y Muro	1	11.16	1	2.50	27.89	2.64	73.67

La fuerza desestabilizadora por peso propio se calcula de modo similar al descrito para el estribo, por tanto también se considera el 24% del peso propio para el análisis de estas fuerzas.

Cuadro N° 47: Fuerza Desestabilizadora del Alero

Tipo de Carga	Descripción	Peso (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)
DC	Zapata y Muro	6.69	2.41	13.13

A continuación se presenta el resumen de las características del material de relleno y el coeficiente de empuje activo estático y dinámico calculados, correspondientes al alero:

Cuadro N° 48: Coeficiente de Empuje Activo y por Sismo en Alero

Ángulos de fricción				Empuje Activo		Empuje Dinámico	
ϕ	δ	β	α	θ	Ka	θ	Kas
33.0°	16.5°	18.4°	0.0°	90.0°	0.345	7.5°	0.509

Para el análisis de estabilidad se necesitara del cálculo del empuje activo y del empuje dinámico del terreno por tanto en la figura 3.53 se muestran la aplicación las fuerzas actuantes en el alero para el análisis de estabilidad en cada uno de los estados límites:

Empuje Activo:

$$Ea = \frac{1}{2}(1.80)(9.25^2)(0.345) = 26.54tn$$

Empuje de Tierras con Sismo:

$$Eas = \frac{1}{2}(1.8)(9.25)(1 - 0.05)(0.509) = 37.23tn$$

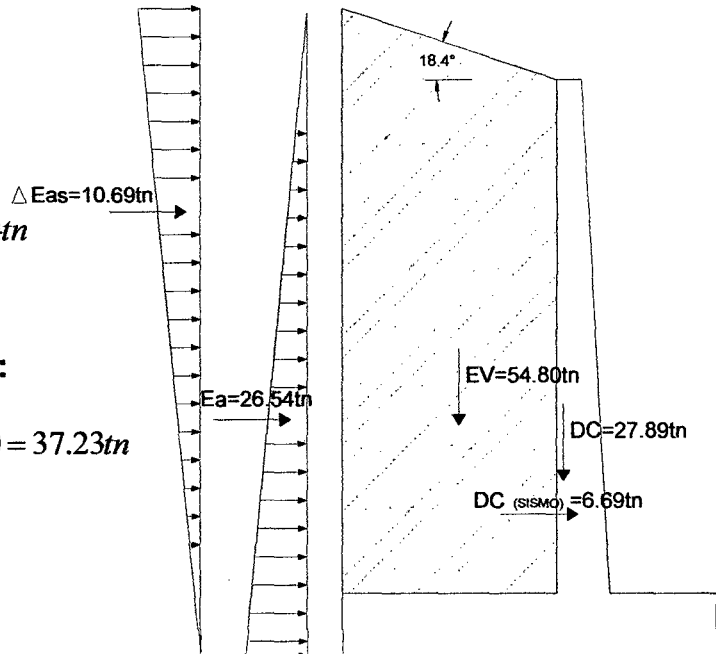


Figura 3.53: Cargas en el estribo para el análisis de estabilidad

3.2.6.6.7.1. Verificación de la Estabilidad del Alero

Cuadro Nº 49: Análisis de estabilidad – Servicio I

1.00EV+1.00DC		1.00EH		e m	B/6 m	QR>F tn	q _{máx} kg/cm ²
V tn	Me tn-m	F tn	Mv tn-m				
82.69	309.97	26.54	81.82	0.24	1.00	45.48	1.50

Cuadro Nº 50: Análisis de estabilidad – Resistencia la

1.00EV+0.90DC		1.50EH		e m	B/6 m	QR>F tn	q _{máx} kg/cm ²
V tn	Me tn-m	F tn	Mv tn-m				
79.90	302.60	39.81	122.73	0.75	1.00	43.95	1.77

Cuadro Nº 51: Análisis de estabilidad – Resistencia Ib

1.35EV+1.25DC		1.50EH		e m	B/6 m	QR>F tn	q _{máx} kg/cm ²
V tn	Me tn-m	F tn	Mv tn-m				
108.84	411.09	39.81	122.73	0.35	1.00	50.88	2.05

Cuadro N° 52: Análisis de estabilidad – Evento Extremo I

1.00EV+0.90DC		1.00EH+1.00EQ					
V tn	Me tn-m	F tn	Mv tn-m	e m	B/6 m	Q _R >F tn	q _{máx} kg/cm ²
79.90	302.60	38.34	147.76	0.98	1.00	43.95	2.03

La sección propuesta para el alero cumple con todos requisitos de estabilidad al deslizamiento, contra el volteo y con las presiones de contacto, por tanto estas dimensiones son definitivas y se procederá a realizar el diseño estructural del mismo.

3.2.6.6.8. DISEÑO DE LA PANTALLA DEL ALERO

Características

$f_c =$	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del refuerzo
$b =$	100	cm	Ancho
$e_p =$	85.0	cm	Espesor de pantalla en la base
$\emptyset =$	0.90		Factor de reducción
$R =$	1.50		Factor de modificación de respuesta sísmica

En esta oportunidad presentaremos las fuerzas y su magnitud utilizada para el diseño del alero en cada una de las alturas propuestas, ya no se procederá a realizar el detalle del diseño puesto que es el mismo utilizado para el estribo.

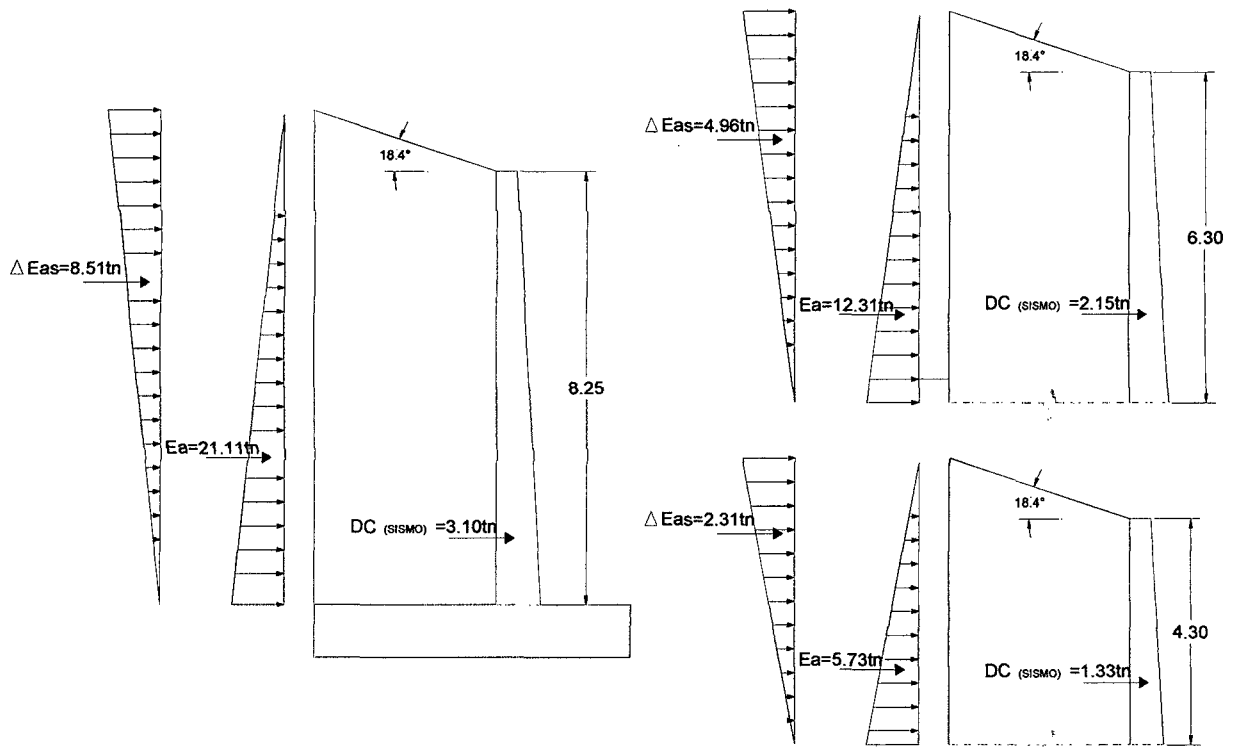


Figura 3.54: Cargas para el diseño del Alero

Cuadro N° 53: Diseño del Acero por Flexión en la pantalla del Alero

H (m)	d (cm)	Mu (tn-m)	Ku	ρ	As (cm ²)	As mín (cm ²)	c (cm)	c/d<0.42	Distribución (m)
8.25	76.23	87.08	16.65	0.00417	31.78	12.75	8.80	0.115	Ø3/4"@0.09m
6.30	70.95	38.78	8.56	0.00209	14.82	11.96	4.10	0.058	Ø3/4"@0.18m
4.30	57.92	12.33	4.08	0.00098	5.70	10.00	1.58	0.027	Ø3/4"@0.27m

La pantalla del alero se diseñará de manera similar al estribo, donde el acero vertical de la cara en compresión debe ser el mínimo suficiente para sostener las varillas horizontales durante el armado; por tanto:

$$A_s = \frac{0.0015 * 100 * 85}{2} = 6.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar : } \text{Ø}5/8" @ 0.30\text{m}$$

El refuerzo horizontal para varillas de diámetro menor o igual a 5/8" es igual a:

$$A_s = 0.0020bh$$

El refuerzo horizontal en la parte superior del muro será menor que en la inferior y se distribuirá en dos capas; la exterior con las 2/3 partes del acero calculado y la interior con el resto. De este modo, el acero estará distribuido de la siguiente manera:

Cuadro N° 54: Resumen de la Distribución de Acero Horizontal en Alero

H (m)	h (cm)	Cara Interna (1/3 As)		Cara Externa (2/3 As)	
		As	Distribución	As	Distribución
8.25	85	5.67 cm ²	Ø 5/8 @ 0.30	11.33 cm ²	Ø 5/8 @ 0.15
6.30	79.72	5.31 cm ²	Ø 5/8 @ 0.35	10.63 cm ²	Ø 5/8 @ 0.18
4.30	66.69	4.45 cm ²	Ø 5/8 @ 0.40	8.89 cm ²	Ø 5/8 @ 0.20

3.2.6.6.9. DISEÑO DE LA ZAPATA

Para el diseño de la zapata es necesario considerar los esfuerzos máximos que se generan en el terreno, el procedimiento es el mismo utilizado en el estribo.

Características

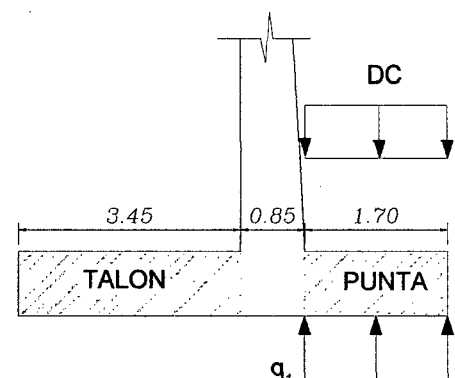
$f_c =$	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del refuerzo
$b =$	100	cm	Ancho
$h_z =$	100	cm	Espesor de zapata
$d =$	91.5	cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.90		Factor de reducción
$q =$	2.05	kg/cm ²	Esfuerzo últimos en estado límite de R 1-b
$e =$	0.35	m	Excentricidad

Tanto el talón como la punta de la zapata actúan como un elemento en voladizo, por tanto el análisis se realizará para esta condición

a) Punta

Momento producido por el peso propio de la zapata:

$$Mu_1 = 1.25 \times \frac{1 \times 2.50 \times 1.70^2}{2} = 4.52t - m$$



Momento producido por las presiones del terreno:

$$Mu_1 = \frac{20.5 \times 1.70^2}{2} = 29.62t - m$$

$$Mu_2 = 29.62t - m$$

Momento resultante:

$$Mu = 29.62 - 4.52 = 25.10t - m, \quad As = 7.35cm^2, \quad As_{min} = 18.00cm^2$$

Por tanto: $As = 18.00cm^2$, $Usar : \phi 1" @ 0.25m$

b) Talón

Momento producido por el peso propio de la zapata:

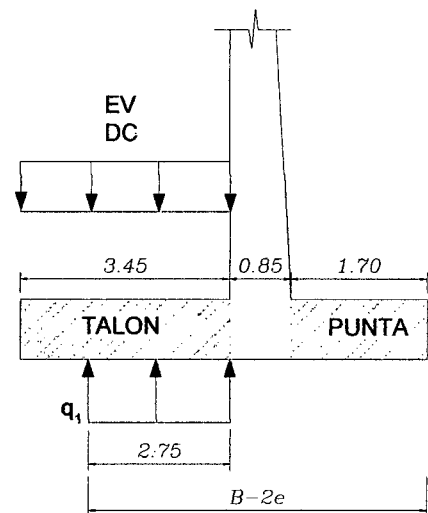
$$Mu_1 = 1.25 \times \frac{1 \times 2.50 \times 3.45^2}{2} = 18.60t - m$$

Momento producido por el peso del terreno:

$$Mu_2 = 1.35 \times 54.80 \times (4.31 - 2.20 - 1.00)^2 = 82.12t - m$$

Momento producido por las presiones del terreno:

$$Mu_3 = \frac{20.5 \times 2.75^2}{2} = 77.52t - m$$



Momento resultante:

$$Mu = 82.12 + 18.60 - 77.52 = 23.20t - m, \quad As = 6.79cm^2, \quad As_{min} = 18.00cm^2$$

Por tanto: $As = 18.00cm^2$, $Usar : \phi 1" @ 0.25m$

Refuerzo Transversal

$$As = \frac{0.0018bh}{2}$$

$$As = \frac{0.0018(100)(100)}{2} = 9.00cm^2$$

$Usar : \phi 3/4" @ 0.30m$

3.2.6.7. OBRAS DE PROTECCION

Se propone un encauzamiento del río, el cual se realizará con un enrocado de protección, de manera que garantice la estabilidad del curso de agua en máximas avenidas y mitigar de esta manera los posibles problemas que se presenten. A continuación como parte complementaria del diseño, se presenta la propuesta para el enrocado de protección a utilizar y contará con las siguientes características:

Especificaciones:

Mampostería de Piedra 8-10" con 40 % de Concreto $f_c=175 \text{ Kg/cm}^2$

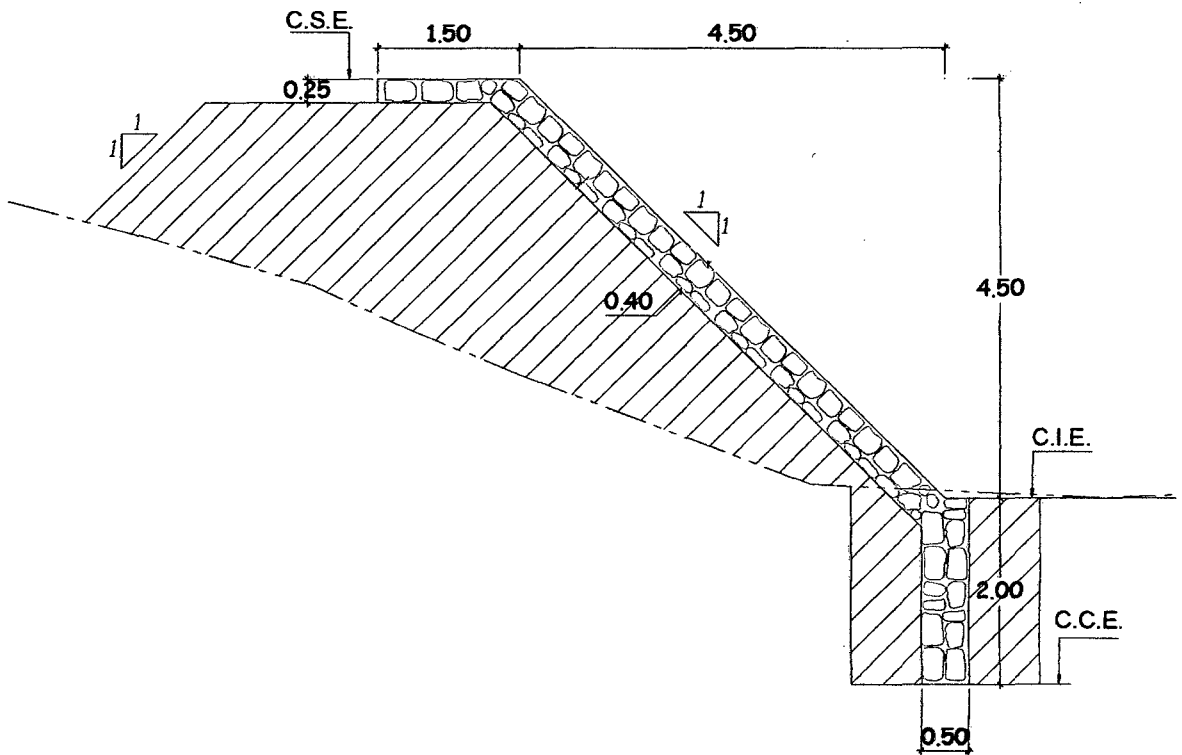


Figura 3.55: Enrocado de Protección

IV. RESULTADOS

4.1. BARANDAS

4.1.1. De los materiales a utilizar

Acero estructural A-36

- Resistencia a la Fluencia : 2530 Kg/cm²

4.1.2. De la geometría

Pasamano : Tubo Liso Ø4" de diámetro exterior

De los rieles inferiores : Tubo Liso Ø3" de diámetro exterior

De los postes : Perfil "I", conformado por la unión soldada de
platinas PL 4"x1/4"

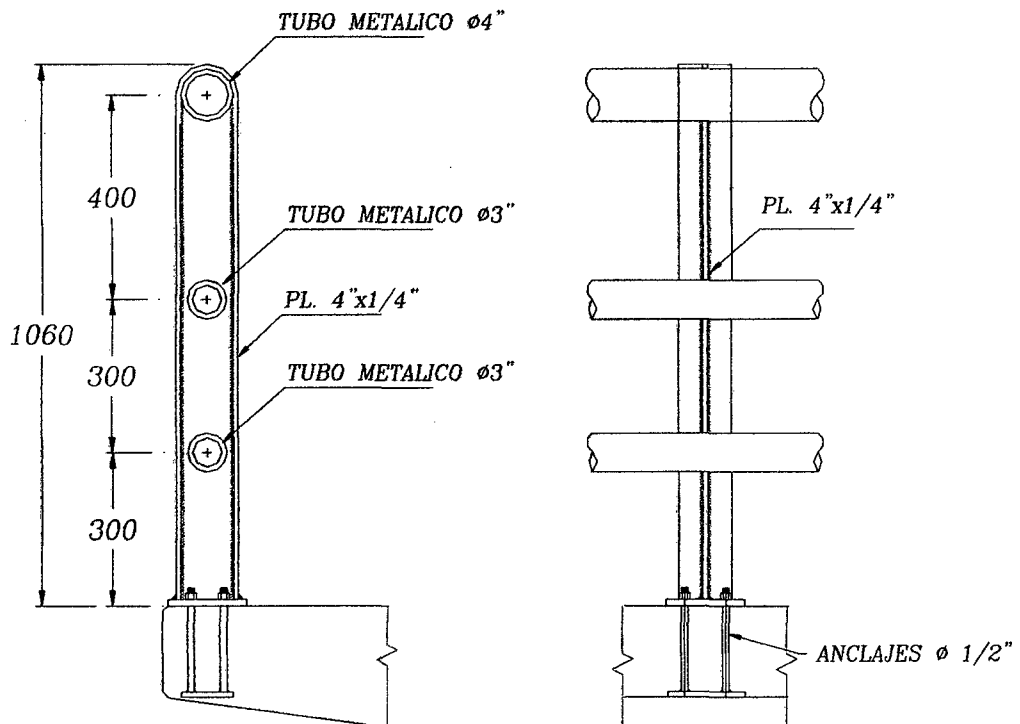


Figura 4.1: Diseño de Barandas y Postes

4.2. TABLERO

4.2.1. De los materiales a utilizar

Concreto Armado (Losas y Veredas)

- Resistencia a la compresión $f_c = 280\text{Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

- Resistencia a la Fluencia $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$

4.2.2. De la geometría

Ancho de calzada	:	6.60m
Peralte de losa	:	0.20m
Ancho de Veredas	:	1.20m
Peralte de vereda	:	0.15m

4.2.3. De la Armadura en Losa y Veredas

Armadura en Voladizo

- Acero Principal Negativo: $As = 4.16\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.30\text{m}$
- Armadura transversal : $As = 4.61\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.27\text{m}$

Armadura en Apoyo Interior

- Acero Principal Negativo: $As = 7.65\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.15\text{m}$
- Armadura transversal : $As = 6.95\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.175\text{m}$

Armadura en Primer Tramo Interior

- Acero Principal Positivo: $As = 7.22\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.15\text{m}$
- Armadura transversal : $As = 6.66\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.175\text{m}$

Armadura en Segundo Tramo Interior

- Acero Principal Positivo: $As = 8.04\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.15\text{m}$
- Armadura transversal : $As = 7.21\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.175\text{m}$

Armadura en Veredas

- Acero Principal Negativo: $A_s = 3.61\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.35\text{m}$
- Armadura transversal : $A_s = 4.23\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.30\text{m}$

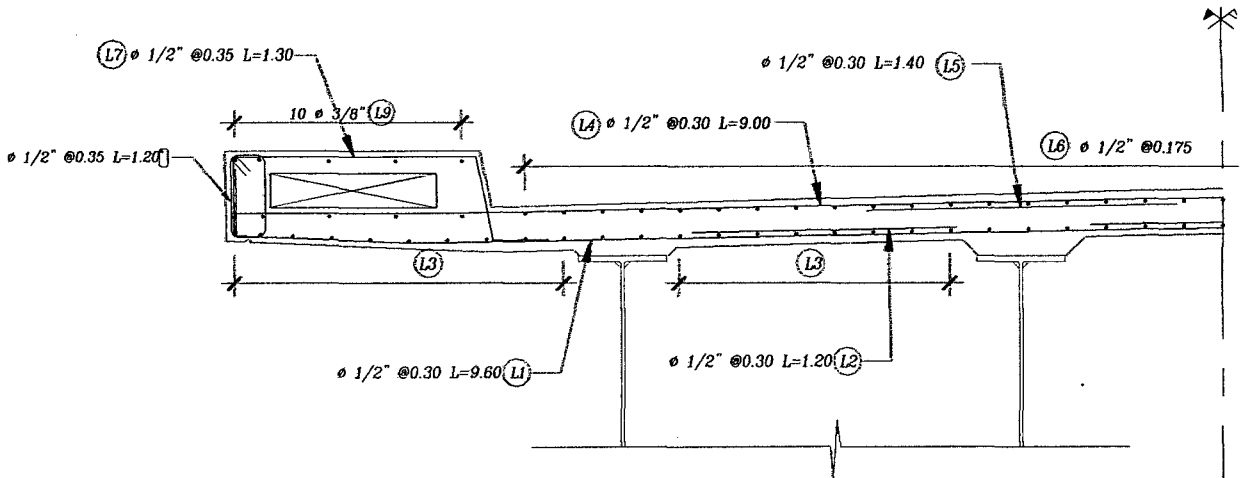


Figura 4.2: Diseño del Tablero

4.3. VIGAS METALICAS

4.3.1. De los materiales a utilizar

Vigas Longitudinales

- Acero estructural A-50
Resistencia a la Fluencia $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

Rigidizadores intermedios y de Apoyo

- Acero estructural A-50
Resistencia a la Fluencia $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

Vigas Diafragma

- Acero estructural A-36
Resistencia a la Fluencia $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Conectores de Corte (STUDS)

- Acero estructural A-50
Resistencia a la Fluencia $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

4.3.2. De la geometría

Vigas Longitudinales

El diseño final corresponde a secciones de perfil tipo "I", las dimensiones de cada sección se presentan a continuación:

- Sección I

$$\text{Ancho del ala superior } b_{fs} = 0.400\text{m}$$

$$\text{Espesor del ala superior } t_{fs} = 0.032\text{m}$$

$$\text{Altura del alma } h_w = 2.000\text{m}$$

$$\text{Espesor del alma } t_w = 0.016\text{m}$$

$$\text{Ancho del ala inferior } b_{fi} = 0.500\text{m}$$

$$\text{Espesor del ala inferior } t_{fi} = 0.050\text{m}$$

- Sección II

$$\text{Ancho del ala superior } b_{fs} = 0.400\text{m}$$

$$\text{Espesor del ala superior } t_{fs} = 0.025\text{m}$$

$$\text{Altura del alma } h_w = 2.000\text{m}$$

$$\text{Espesor del alma } t_w = 0.016\text{m}$$

$$\text{Ancho del ala inferior } b_{fi} = 0.500\text{m}$$

$$\text{Espesor del ala inferior } t_{fi} = 0.038\text{m}$$

- Sección III

$$\text{Ancho del ala superior } b_{fs} = 0.400\text{m}$$

$$\text{Espesor del ala superior } t_{fs} = 0.025\text{m}$$

$$\text{Altura del alma } h_w = 2.000\text{m}$$

$$\text{Espesor del alma } t_w = 0.016\text{m}$$

$$\text{Ancho del ala inferior } b_{fi} = 0.500\text{m}$$

$$\text{Espesor del ala inferior } t_{fi} = 0.025\text{m}$$

Rigidizadores

El diseño corresponde a placas simples soldadas a la viga metálica. El rigidizador o atizador de apoyo consistirá en dos placas soldadas a lo largo de toda la viga en la sección de los apoyos de las vigas longitudinales.

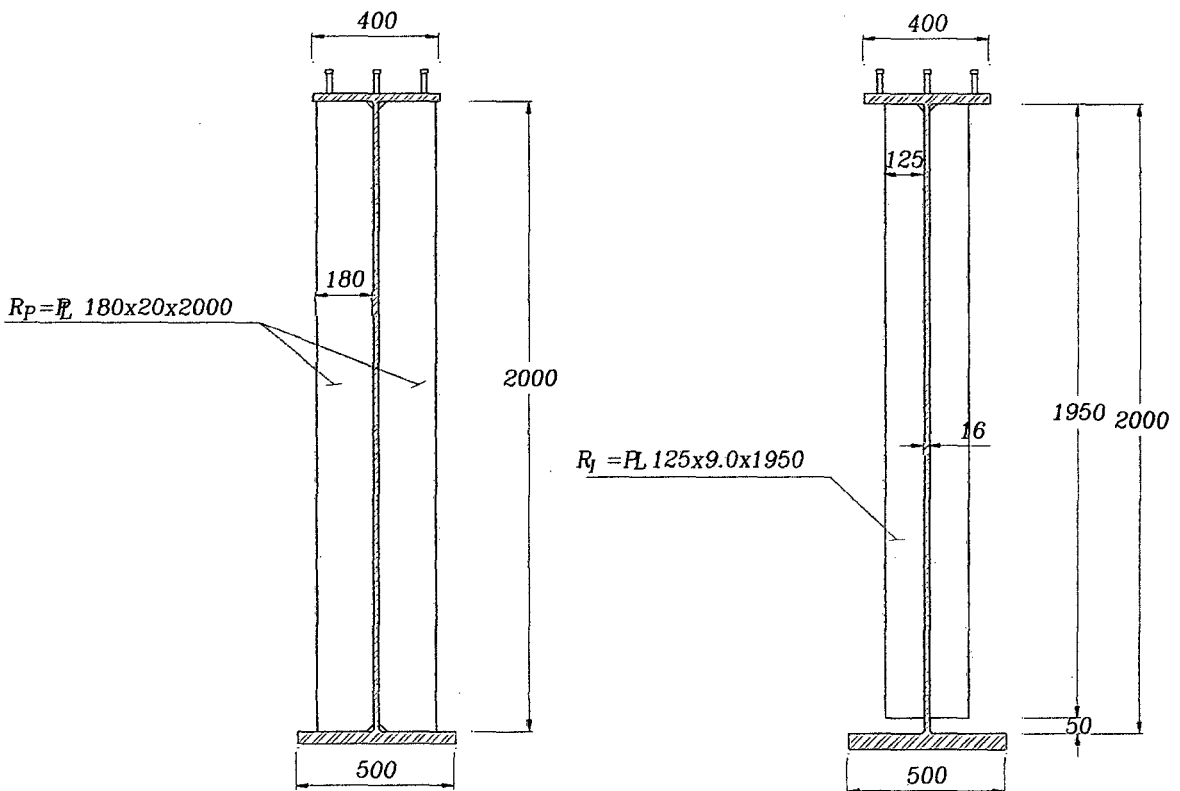
- De apoyo

Ancho del rigidizador de apoyo	b_t	=	180mm
Espesor del rigidizador de apoyo	t_p	=	20.0mm

El rigidizador intermedio consistirá en una placa simple soldada en la viga longitudinal.

- Intermedios

Ancho del rigidizador intermedio	b_t	=	125mm
Espesor del rigidizador intermedio	t_p	=	9.00mm



RIGIDIZADOR DE APOYO

RIGIDIZADOR INTERMEDIO

Figura 4.3: Rigidizadores

Vigas Diafragma

El diseño final corresponde a secciones de perfil tipo "I", las dimensiones de cada sección se presentan a continuación:

- De apoyo

Ancho del ala superior	b_{fs}	=	200mm
Espesor del ala superior	t_{fs}	=	12.5mm
Altura del alma	h_w	=	400mm
Espesor del alma	t_w	=	9.5mm
Ancho del ala inferior	b_{fi}	=	200mm
Espesor del ala inferior	t_{fi}	=	12.5mm

- Interior

Ancho del ala superior	b_{fs}	=	200mm
Espesor del ala superior	t_{fs}	=	12.5mm
Altura del alma	h_w	=	400mm
Espesor del alma	t_w	=	6.0mm
Ancho del ala inferior	b_{fi}	=	200mm
Espesor del ala inferior	t_{fi}	=	12.5mm

Conectores de Corte

El diseño final corresponde pernos tipo STUDS:

- Diámetro de los STUDS : $\varnothing 7/8"$
- Longitud de los STUDS : 4"
- Distribución Longitudinal : 2@.15, 12@.25, 12@.30, 12@.40, 11@.50, 12@.60
- Distribución transversal : 3

4.4. DEFLEXIONES

Deflexión Admisible	:	6.25 cm
Deflexión por Carga Viva	:	2.78 cm
Deflexión Total	:	23.16 cm
Contraflecha	:	25.00 cm

4.5. DISPOSITIVOS DE APOYO

4.5.1. De los materiales a utilizar

El material a utilizar será Neopreno de dureza : 60 SHORE

4.5.2. De la geometría

Las dimensiones del Neopreno serán:

Longitud : 50 cm

Ancho : 50 cm

Espesor : 5 cm

4.6. ESTRIBOS Y ALEROS

4.6.1. De los materiales a utilizar

Concreto Armado

- Resistencia a la compresión $f_c = 210 \text{Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

- Resistencia a la Fluencia $f_y = 4200 \text{Kg/cm}^2$

4.6.2. De la Geometría

Las dimensiones finales de los elementos del estibo y alero son las siguientes:

- Del estibo

Altura del Estribo	H	=	11.00 m
Ancho de la base de Cimentación	B	=	7.00 m
Espesor de pantalla Superior	ep_1	=	0.50 m
Espesor de pantalla Inferior	ep_2	=	1.00 m
Talón Posterior	B_1	=	3.80 m
Talón Delantero	B_2	=	2.20 m
Altura del Zapata	hz	=	1.00 m
Altura de Pantalla	hp	=	10.00 m

- De la Cajuela

Altura de Cajuela	H	=	2.60 m
Espesor de muro de cajuela	ep	=	0.35 m

- Sección Inicial del alero

Altura del Alero	H	=	11.00 m
Ancho de la base de Cimentación	B	=	7.00 m
Espesor de pantalla Superior	ep ₁	=	0.40 m
Espesor de pantalla Inferior	ep ₂	=	1.00 m
Talón Posterior	B ₁	=	3.80 m
Talón Delantero	B ₂	=	2.20 m
Altura del Zapata	hz	=	1.00 m
Altura de Pantalla	hp	=	10.00 m

- Sección Final del alero

Altura del Alero	H	=	7.50 m
Ancho de la base de Cimentación	B	=	5.00 m
Espesor de pantalla Superior	ep ₁	=	0.40 m
Espesor de pantalla Inferior	ep ₂	=	0.70 m
Talón Posterior	B ₁	=	3.10 m
Talón Delantero	B ₂	=	1.20 m
Altura del Zapata	hz	=	1.00 m
Altura de Pantalla	hp	=	6.50 m

4.6.3. De la Armadura en Estribos y Aleros

Cajuela

Armadura Principal en la dirección vertical en cajuela

- Acero en cara interna : $As = 5.25\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.20\text{m}$

Armadura de repartición en la dirección horizontal en cajuela

- Acero en cara interna : $As = 2.33\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.45\text{m}$
- Acero en cara externa : $As = 4.67\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.25\text{m}$

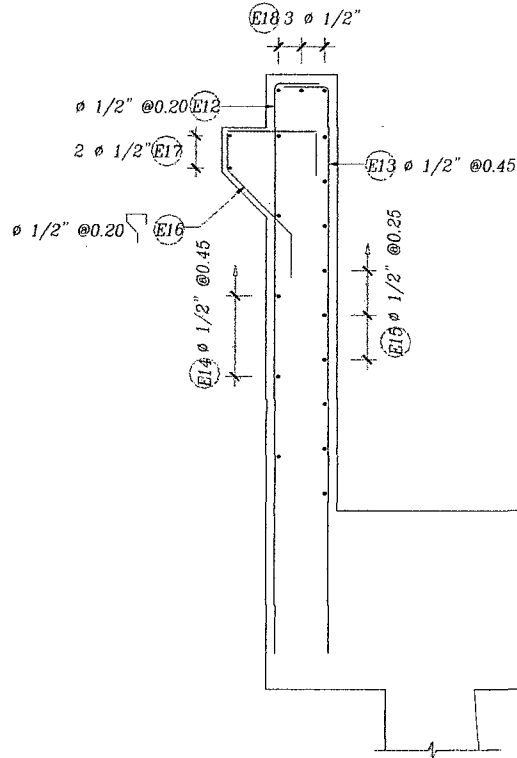


Figura 4.4: Diseño de Cajuela

Pantalla de Estribo y Primera mitad del Alero

Armadura Principal en la dirección vertical en cajuela

- Acero hasta altura =6.20m :As= 16.98cm² Usar:Ø1"@0.30m
- Acero hasta altura =7.50m :As= 24.95cm² Usar:Ø1"@0.20m
- Acero hasta altura =10.00m :As= 44.90cm² Usar:Ø1"@0.10m

Armadura de repartición en la dirección horizontal en cajuela

Hasta una altura de 6.20m

- Acero en cara interna : As= 4.72cm² Usar:Ø5/8"@0.40m
- Acero en cara externa : As= 9.44cm² Usar:Ø5/8"@0.20m

Hasta una altura de 7.50m

- Acero en cara interna : As= 5.38cm² Usar:Ø5/8"@0.35m
- Acero en cara externa : As= 10.77cm² Usar:Ø5/8"@0.18m

Hasta una altura de 10.00m

- Acero en cara interna : $As = 6.67\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8'' @ 0.30\text{m}$
- Acero en cara externa : $As = 13.33\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8'' @ 0.15\text{m}$

Zapata de Estribo y Primera mitad del Alero

Armadura Principal en talón delantero o punta.

- Acero Inferior : $As = 20.02\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1'' @ 0.25\text{m}$

Armadura Principal en talón delantero o punta.

- Acero Superior : $As = 24.61\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 1'' @ 0.20\text{m}$

Armadura de repartición

- Acero Superior e inferior : $As = 9.00\text{cm}^2$ Usar: $\emptyset 3/4'' @ 0.30\text{m}$

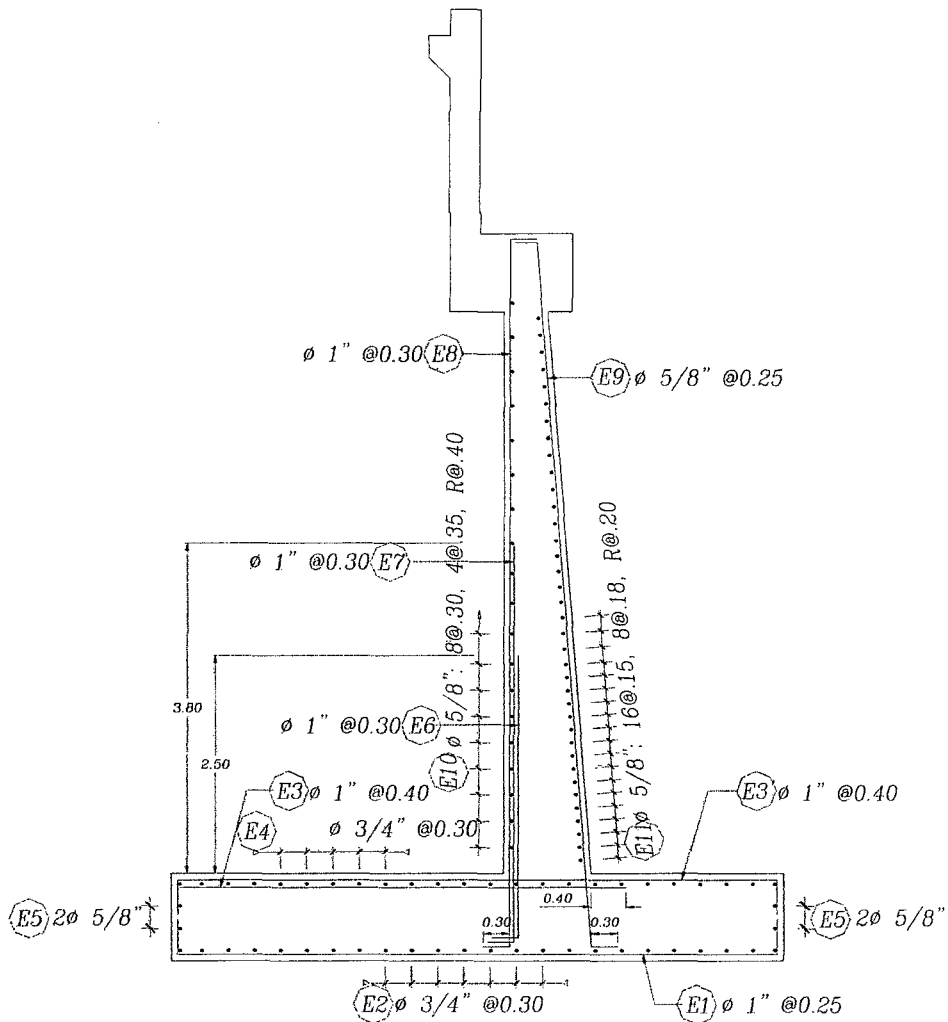


Figura 4.5: Diseño de Estribo

Pantalla de Segunda Mitad del Alero

Armadura Principal en la dirección vertical en cajuela

- Acero hasta altura =4.30m :As= 5.70cm² Usar:Ø3/4"@0.27m
- Acero hasta altura =6.30m :As= 14.82cm² Usar:Ø3/4"@0.18m
- Acero hasta altura =8.25m :As= 31.78cm² Usar:Ø3/4"@0.09m

Armadura de repartición en la dirección horizontal en cajuela

Hasta una altura de 4.30m

- Acero en cara interna : As= 4.45cm² Usar:Ø5/8"@0.40m
- Acero en cara externa : As= 8.89cm² Usar:Ø5/8"@0.20m

Hasta una altura de 6.30m

- Acero en cara interna : As= 5.31cm² Usar:Ø5/8"@0.35m
- Acero en cara externa : As= 10.63cm² Usar:Ø5/8"@0.18m

Hasta una altura de 10.00m

- Acero en cara interna : As= 5.67cm² Usar:Ø5/8"@0.30m
- Acero en cara externa : As= 11.33cm² Usar:Ø5/8"@0.15m

Zapata de la Segunda Mitad del Alero del Alero

Armadura Principal en talón delantero o punta.

- Acero Inferior : As= 18.00cm² Usar:Ø1"@0.25m

Armadura Principal en talón delantero o punta.

- Acero Superior : As= 18.00cm² Usar:Ø1"@0.25m

Armadura de repartición

- Acero Superior e inferior : As= 9.00cm² Usar:Ø3/4"@0.30m

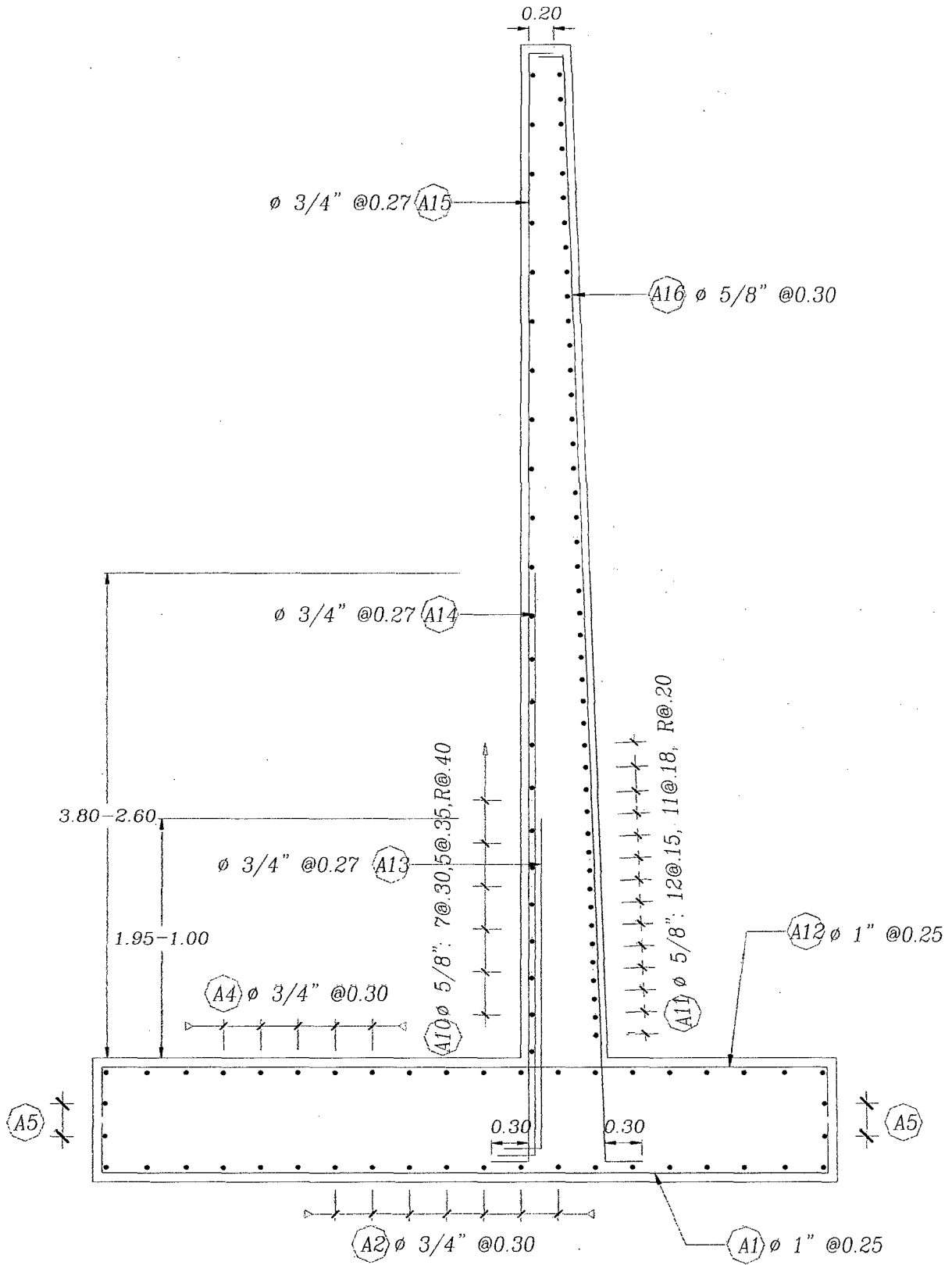


Figura 4.6: Diseño de Alero

V. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

5.1 PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE ALAO

Del análisis de alternativas se logró determinar que una superestructura de sección compuesta es la estructura indicada para el diseño y futura construcción de un puente sobre el río Alao, a diferencia de otro tipo de puentes, en la alternativa propuesta se economizará en encofrado y falso puente, su construcción se realizará en un menor tiempo debido a las vigas longitudinales de acero, los cuales no necesitarán de un tiempo determinado para adquirir una resistencia adecuada como en el caso del concreto, puesto que ya vienen prefabricados y solo necesitarían de soldadura y arriostres temporales durante su colocación; además solo contará con un tramo, hecho que no obstruirá el cauce del río garantizando su estabilidad, caso que no ocurre con otros tipos de superestructuras que requerirán de pilares intermedios como es el caso de puentes viga-losa de concreto armado o puentes tipo losa, otros tipos de superestructura podrían funcionar correctamente pero son más costosos debido a que el material predominante de los elementos que lo conforman es el acero, el cual tiene un precio mucho más elevado, por tal motivo una estructura intermedia en costo y buen funcionamiento tanto estructural como hidráulico es uno de sección compuesta.

En este aspecto se efectuará un análisis detallado de la aplicación de los aspectos teóricos planteados para lograr una solución mediante un puente real; en ese sentido tenemos que, habiéndose concluido todos los procesos de cálculo para el diseño del Puente sobre el río Alao, se ha cumplido con parte de los objetivos, los cuales son la realización del diseño en concreto armado del tablero y elementos metálicos; acorde con la normatividad vigente y realizar la verificación del comportamiento de los elementos.

En base a los resultados del análisis estructural y efectuando las combinaciones de cargas del manual de diseño de puentes del MTC, se ha determinado que bajo la acción de la sobrecarga vehicular HL-93 se generan momentos flectores mayores que mediante otro tipo de sobrecarga, esto se debe a la disposición de los elementos estructurales y también su posición en la estructura.

La verificación se centró en los componentes principales del puente. Como resultado se observó buen comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones.

5.1.1. LOSA DE CONCRETO ARMADO

El diseño final responde a las sollicitaciones que actúan sobre el tablero, teniendo en cuenta que muy independientemente de las cargas que actúan sobre ella, la magnitud de los momentos que se generan dependerá de la separación entre vigas planteada para la estructura, puesto que para una mayor separación entre vigas se generaran momentos de mayor magnitud; esto dependiendo de la configuración geométrica de la misma; por lo que fue necesario plantear una separación entre vigas que permita una correcta distribución de momentos en la losa, para así lograr un diseño óptimo.

Obtener una estructura con momentos de gran magnitud requerirá de mayor cantidad de acero de refuerzo, lo cual incrementaría el costo de construcción de la losa, independientemente del material del que se componen las vigas longitudinales; por tanto el diseño final responde a una óptima configuración estructural que asegura una correcta distribución de momentos permitiendo obtener menor cantidad de acero.

Siendo la carga viva vehicular la que genera momentos de mayor magnitud en el tablero, es que a continuación se presenta el diagrama de momentos por carga viva vehicular para una misma sección de tablero pero con diferentes distancias de separación entre vigas:

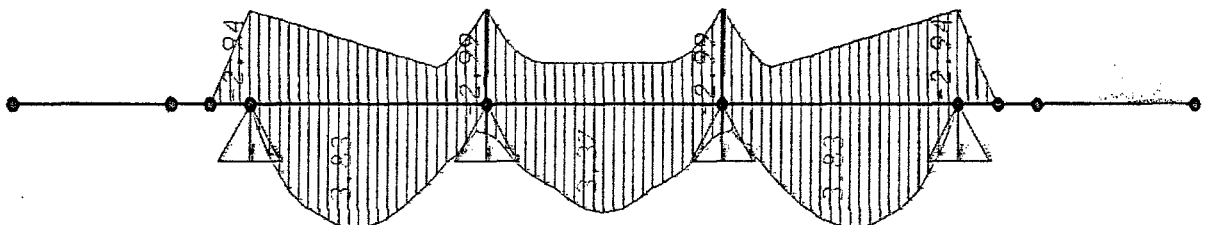


Figura 5.1: Momentos por carga viva en el tablero con $S=1.80m$

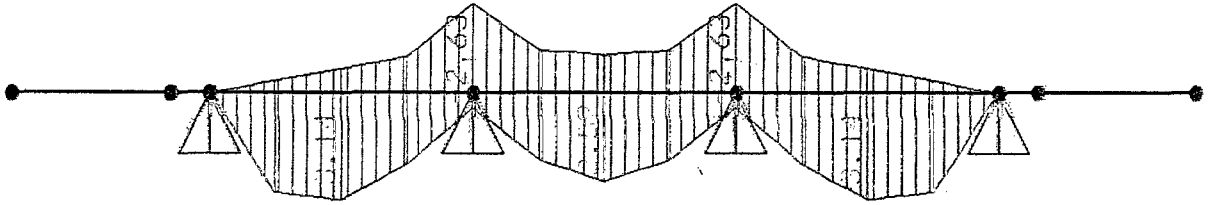


Figura 5.2: Momentos por carga viva en el tablero con $S=2.00m$

En la figura 5.1 se puede apreciar que cuando la separación entre vigas es de 1.80m, los momentos que se generan en la estructura son mucho más elevados; si se disminuye la distancia de separación entre vigas, se incrementarían los momentos en el voladizo, y de este modo sería necesario colocar una mayor cantidad de acero en la estructura, esto incrementaría el costo.

En la figura 5.2 se observa que los momentos son menores, el momento en el voladizo es nulo; esto se debe a que la rueda del camión cae en la misma dirección del eje de la viga exterior que funciona como apoyo del tablero; si se llegara a incrementar la distancia entre vigas, se estaría generando momentos en el voladizo además de incrementar los momentos en los tramos; por tanto la solución adoptada como óptima es aquella donde la separación entre vigas es de 2.00m por ser la que genera menores esfuerzos.

La losa del tablero ha sido analizada y diseñada en sentido perpendicular al tráfico como una estructura de concreto armado, ya que las vigas metálicas estarán colocadas en el sentido longitudinal y son quienes soportarán los efectos por flexión en ese sentido.

5.1.2. VIGAS PRINCIPALES

El número de vigas fue determinado luego de haber realizado diversos tanteos de la concentración total de cargas, considerando vigas a diferentes espaciamientos, de tal manera que garantizarán la correcta distribución de momentos, llegándose a la conclusión que el espaciamiento debe ser $S=2.00m$ entre ejes de las vigas metálicas y un número de cuatro vigas longitudinales.

El predimensionamiento de las vigas se realizó de acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes del MTC; el peralte de las vigas resultó de 2m, dicho peralte podría ser modificado ya sea reduciendo o aumentando sus dimensiones. Un incremento en el peralte conduciría a elevar el costo del proyecto, también estaría la posibilidad de que este sujeto a efectos de pandeo torsional, hecho que implicaría la necesidad de contar tanto con atiesadores transversales como longitudinales para contrarrestar estos efectos; la ventaja estaría en el hecho de que se reduce la deflexión y por consiguiente la contraflecha. Un menor peralte reduce los costos y el riesgo del pandeo de las vigas, pero incrementa la deflexión y esto debido a una reducción del momento de inercia de sección, estando la probabilidad de que se sobrepase los límites permitidos, generando un posible riesgo durante el funcionamiento de la infraestructura.

Para Determinar la geometría de la viga metálica, queda descartada una sección tipo "C" debido a que las cargas se estarían aplicando en la dirección perpendicular a su plano de simetría generando así efectos de torsión y flexión y esto es porque el centro de corte actúa fuera del centro de gravedad de la misma, caso que no ocurre con una sección tipo "I" por tanto es la sección propuesta para las vigas, los cuales trabajarán mejor ante las solicitaciones. Las vigas principales cuentan con peralte constante y alas tanto superior en inferior de espesor variables, esta variación en las alas responde a la exigencia de las solicitaciones en las vigas, presentándose una menor magnitud de esfuerzos en la zona cercana a los apoyos, el cual va incrementándose a medida que se acerca a la zona central, por lo que es innecesario y antieconómico considerar un mismo espesor de alas para toda la viga.

Cuadro N° 55: Momentos flectores factorados en Viga Interior

Viga Interior	Momentos Flectores (t-m)					
	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
RESISTENCIA I	0.000	538.232	955.246	1251.151	1426.559	1483.054
SERVICIO II	0.000	203.435	360.937	472.553	538.563	559.682
FATIGA	0.000	35.130	61.575	80.281	90.435	92.529

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 56: Momentos flectores factorados en Viga Exterior

Viga Exterior	Momentos Flectores (t-m)					
	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
RESISTENCIA I	0.000	685.569	1217.295	1595.278	1820.086	1893.190
SERVICIO II	0.000	552.680	981.374	1286.159	1467.482	1526.489
FATIGA	0.000	47.592	83.418	108.759	122.514	125.352

Fuente: Elaboración propia

De los resultados mostrados en los cuadros N° 55 y 56 correspondientes a los momentos flectores en vigas interiores y exteriores respectivamente, se puede apreciar que los momentos de mayor magnitud se presentan en las vigas exteriores.

Cuadro N° 57: Resumen de Esfuerzos Últimos Factorados en Viga Interior y Exterior

Viga Exterior	Ubicación	Esfuerzos Últimos (t/m ²)					
		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Resistencia I	f sup.losa	0.00	681.05	1127.07	1476.40	1537.62	1598.68
	f sup.viga	0.00	12258.26	20664.76	27105.19	27052.40	28161.09
	f inf.viga	0.00	17225.02	23875.02	31293.91	29217.28	30395.25
Viga Interior							
Resistencia I	f sup.losa	0.00	426.80	705.22	922.49	965.31	1002.29
	f sup.viga	0.00	10033.31	16890.02	22149.51	21976.41	22872.16
	f inf.viga	0.00	13639.22	18889.08	24746.60	23054.98	23973.12

Fuente: Elaboración propia

De los valores en el cuadro N° 57, con relación a los esfuerzos últimos en la losa y la viga metálica para los diferentes estados de carga; se observa que el esfuerzo máximo que se produce en las secciones propuestas debido a las sollicitaciones es de 31293.91 tn/m²; teniendo en consideración que las propiedades mecánicas del material a utilizar deben ser capaces de resistir estos esfuerzos, permitiendo que los elementos metálicos trabajen en el estado elástico y no se sobreesfuercen; se puede determinar que del acero a utilizar será de grado 50, cuya resistencia a la tracción es de 35,000 tn/m²; para trabajar con acero de grado 36, se tendría que reducir la magnitud de los esfuerzos últimos de la vigas, esto implicaría incrementar las proporciones de la viga para hacerla más resistente, elevando su costo innecesariamente.

a. Estado límite de Resistencia

1. Verificación por flexión

En este caso fue necesario verificar si los esfuerzos debido a las solicitaciones están dentro de los límites de fluencia del elemento metálico; para ello primero se verificó si la sección es compacta o no para determinar si la viga podrá llegar al estado plástico sin sufrir los efectos de pandeo.

Cuadro N° 58: Momentos factorados, Momento de Fluencia y Momento Plástico en Viga Exterior

Distancia / L L = 50 m.	Viga Exterior		
	Mu (R-I) t-m	My t-m	Mp t-m
0.0	0.000	1582.08	2189.62
0.1	685.569	1484.14	2189.62
0.2	1217.295	1849.78	2633.40
0.3	1595.278	1797.84	2633.40
0.4	1820.086	2328.61	2973.96
0.5	1893.190	2324.53	2973.96

Fuente: Elaboración propia

El momento plástico es el momento resistente de la sección cuando la viga esta completamente en el estado de fluencia; mientras que el momento de fluencia se presenta cuando la viga empieza a entrar en el estado de fluencia.

Los resultados que se muestran en el cuadro N° 58 permiten constatar que los momentos producidos por las solicitaciones son menores que el momento plástico y el momento de fluencia, y de este modo podemos asegurar que las vigas principales estarán trabajando en el estado elástico; verificándose que la sección adoptada para las vigas es adecuada para resistir las solicitaciones por flexión.

b. Estado límite de servicio

Se analizaron los esfuerzos en flexión para las cargas de corta duración en la sección compuesta;

Cuadro N° 59: Resumen de Esfuerzos para la Sección Compuesta y no Compuesta en la Viga Exterior

Distancia / L	Esfuerzos en Viga Exterior					
	Sección Compuesta			Sección no Compuesta		
	Admisible t/m ²	Ala sup. t/m ²	Ala inf. t/m ²	Admisible t/m ²	Ala sup. t/m ²	Ala inf. t/m ²
L = 50.00 m.						
0.0	33250	0.00	0.00	28000	0.00	0.00
0.1	33250	10094.94	13946.75	28000	6873.80	6277.87
0.2	33250	17011.25	19328.31	28000	12220.08	11160.65
0.3	33250	22313.73	25335.53	28000	16038.86	14648.36
0.4	33250	22237.42	23642.64	28000	18330.12	16740.98
0.5	33250	23149.52	24596.92	28000	19093.88	17438.52

Fuente: Elaboración propia

De los valores mostrados en el cuadro N° 59, el cual muestra los esfuerzos producidos en el ala superior e inferior de la viga metálica en diferentes tramos; se puede determinar que los esfuerzos producidos en las alas superior e inferior de las vigas principales, tanto para la sección compuesta como para la sección no compuesta, son menores que los esfuerzos que la sección es capaz de resistir, confirmando así que dichos resultados están dentro de los límites requeridos por la AASHTO y que la estructura trabajará sin sobreesforzarse en condiciones de servicio regular; por tanto la sección adoptada para las vigas será suficiente para resistir las solicitaciones.

c. Estado límite de fatiga.

Cuadro N° 60: Resumen de Fuerzas Cortantes Ultimas y Fuerza Cortante Nominal

Distancia / L	Cortante	
	Vu tn	Øn*Vn tn
L = 50.0 m.		
0.0	95.565	180.552
0.1	79.035	180.552
0.2	62.505	180.552
0.3	45.975	180.552
0.4	29.445	180.552
0.5	12.915	180.552

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del cuadro N° 60 indican que las fuerzas cortantes que se producen en las vigas principales debido a las solicitaciones, son menores que los producidos durante el estado plástico, por tanto los elementos no estarán sometidos a efectos de fatiga drásticos cuando se produzcan los esfuerzos más críticos; por consiguiente no sufrirá fractura durante el periodo de diseño del puente.

Como se podrá apreciar, el cortante último en cada tramo de viga es menor que el cortante nominal o cortante resistente; esto significa que el esfuerzo cortante requerido en la viga es menor que el esfuerzo máximo que la sección es capaz de soportar y por tanto según lo establecido por la AASHTO, no será necesario utilizar rigidizadores longitudinales para contrarrestar posibles efectos de pandeo y torsión.

5.1.3. RIGIDIZADORES

Los cálculos realizados en las vigas longitudinales nos indican que no es necesario ningún tipo de arriostre transversal para evitar el pandeo longitudinal, sin embargo la AASHTO recomienda diseñar rigidizadores transversales para garantizar la rigidez en las vigas. Su dimensionamiento fue realizado de acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes del MTC, adoptando una sección capaz de satisfacer los requerimientos mínimos ahí descritos; tales requerimientos son:

$$b_t \geq 0.25b_f \qquad t_p \geq \frac{b_t}{16}$$

De donde se adoptó: $b_t = 125mm$ $t_p = 9.0mm$

Para poder determinar las propiedades del acero a utilizar en los rigidizadores, estos deben satisfacer los requisitos referentes a la tensión de pandeo del elemento; en los resultados se obtuvo una tensión de pandeo " $F_{crs} = 321.41MPa$ ", este valor depende de la geometría adoptada para el rigidizador intermedio; la tensión de pandeo del elemento nos indica que se debe proponer un materia cuya resistencia a la fluencia sea superior; por tanto se requiere utilizar Acero de grado 50 cuya resistencia a la fluencia " F_y " es igual a 350MPa.

Cuando procedemos a verificar el área requerida para los rigidizadores, obtenemos un valor de -36.00cm^2 , el cual es negativo, esto significa que el área requerida es nula y por tanto las dimensiones adoptadas serán suficientes, debiendo dimensionarse solo por rigidez.

Del dimensionamiento por rigidez se obtuvo que la inercia del elemento es igual a 585.90cm^4 , pero el valor calculado para el momento de inercia mínimo establecido por la AASHTO es de 409.60cm^4 ; de estos dos valores se aprecia que la rigidez obtenida es mayor a lo mínimo establecido en los requerimientos por lo se puede decir que el diseño es satisfactorio por rigidez.

Estos rigidizadores absorberán el esfuerzo cortante que se producirá en las vigas principales, si bien, en nuestro caso su diseño no es por exigencia de las solicitaciones, estas se colocarán a lo largo de la viga según el diseño logrado por rigidez.

Para los rigidizadores en el apoyo se proponen las siguientes dimensiones:

$$b = 180\text{mm} , \quad t = 20\text{mm}$$

Esto con la finalidad de evitar el pandeo de las placas utilizadas en los rigidizadores de apoyo; los resultados muestran que la reacción máxima que se transmite es de 171.26tn y la resistencia de la sección propuesta es de 278.124 tn ; por tanto será capaz de resistir los efectos de las cargas y cualquier otro evento no previsto en el cálculo.

5.1.4. VIGAS DIAFRAGMA

Al igual que para las vigas principales, sus dimensiones fueron determinadas mediante tanteos sucesivos, con la finalidad de obtener una sección que sea capaz de resistir los efectos de las solicitaciones en la dirección transversal de la viga; debido a la longitud de las vigas principales, es necesario dotar de un elemento de arriostre que permita mantener el espaciamiento constante de las vigas longitudinales en todo el tramo.

Por los motivos expuestos para las vigas principales, no se escogió una sección tipo "C" y se adoptó una sección del tipo "I" para las vigas diafragma; al no presentarse pandeo local en las vigas, esta sección es suficiente para contrarrestar los momentos producidos transversalmente. Considerar vigas diafragma en forma de cruz es innecesario y antieconómico por la cantidad de material a utilizar para su confección, además no existe presencia de pandeo en la estructura.

Por recomendaciones de la AASHTO, se efectuó la verificación para el estado límite de resistencia con la finalidad de comparar los esfuerzos y constatar que se encuentra dentro del límite que demanda las propiedades de dicha sección metálica.

Cuadro N° 61: Resumen de Esfuerzos Factorados en diafragmas

Ubicación	ESFUERZOS ULTIMOS (t/m^2)			
		0.0L	0.5L	Admisible
Diafragma de Apoyo	f sup.viga	4660.64	2882.61	25300
	f inf.viga	4660.64	2882.61	25300
Diafragma de Interior	f sup.viga	5011.96	3099.57	25300
	f inf.viga	5011.96	3099.57	25300

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro N° 61, se observa que los esfuerzos producidos en los diafragmas son menores que el esfuerzo de fluencia propuesto para estos elementos, siendo las secciones propuestas suficientes para resistir las solicitaciones.

5.1.5. CONECTORES DE CORTE

Los conectores de corte son necesarios para lograr una unión entre la estructura metálica y el tablero de concreto y así de esta manera obtener un comportamiento monolítico cuando se presenten las solicitaciones.

Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño actuante en los conectores se utilizó la carga dinámica del 15% correspondiente al estado límite de fatiga. Los resultados de diseño muestran un total de 183 conectores distribuidos de la siguiente manera:

Se colocará tres filas de conectores distribuidos de la siguiente forma:

Ø 7/8x4": 2@.15, 12@.25, 12@.30, 12@.40, 11@.50, 12@.60

Número total de conectores: n = 183 studs

Las verificaciones de resistencia establecidas por la AASHTO confirman que solo serán necesarios 19 conectores. Se puede garantizar que la estructura mixta funcionará monolíticamente ante la acción de las sollicitaciones durante su vida útil; de donde la distribución propuesta para el diseño final capaz de lograr ese objetivo.

5.1.6. DEFLEXIONES

En el análisis se consideró la carga viva vehicular y la carga dinámica permisible, además fueron cargados todos los carriles, para así de esta manera producir que todos los componentes de apoyo se deflexionen igualmente. Se tomó la posición de la carga viva de la Combinación "I" de las cargas de servicio.

La deflexión por carga viva que se obtuvo como resultado es de 2.78cm, el cual está dentro de lo permitido reglamentariamente ($L/800= 6.25$ cm).

La contraflecha calculada para la estructura, obedece al cálculo de la deflexión total, el cual tiene un valor de 23.16cm y se propone una contraflecha superior de 25.00cm con la finalidad de evitar deflexiones peligrosas y así garantizar el buen funcionamiento de las vigas metálicas durante la vida útil de la estructura.

5.1.7. ESTRIBOS

La altura y geometría del estribo obedece a los resultados proporcionados por los estudios de suelos, estudios hidráulicos e hidrológicos. Los estudios hidrológicos recomiendan una profundidad de desplante de 3.00m pero los estudios de suelos recomiendan una profundidad de desplante de 4.00m; hidráulicamente 3.01m de profundidad de cimentación son suficientes para evitar que la subestructura se vea expuesta a efectos de socavación; pero cabe recalcar que en un puente no solo es

necesario contrarrestar los efectos de socavación, también es necesario cimentar sobre un suelo estable; los estudios de suelos muestran que recién a partir de los 4.00 se encuentra terreno estable. En el margen izquierdo se encontró arena limosa de compacidad suelta a una profundidad de 2.20 a 4.00m. En el margen derecho se encontró grava bien graduada arenosa de compacidad media a una profundidad de 2.80 a 4.30m.

Para obtener la profundidad de cimentación fue determinante el estudio de suelos, ya que presenta la profundidad de desplante más crítica garantizando la estabilidad de los estribos, evitando de esta manera que la zapata se vea afectada por la socavación y los asentamientos del terreno.

Para la propuesta del tipo de estribo a utilizar existen dos posibilidades, dentro de las cuales tenemos los estribos en voladizo y los estribos con contrafuertes, los estribos con contrafuertes son recomendables para alturas a partir de 11.00m a mas, ya que la pantalla del estribo trabaja como una losa apoyada en los contrafuertes, disminuyendo la magnitud de los momentos que se generan; Los estribos en voladizo, son recomendables para alturas entre los 4.00 y 11.00m, ya que como su mismo nombre lo dice, trabajan como un voladizo, si bien es cierto se podría utilizar para alturas mayores y funcionar correctamente, estos incrementan su costo innecesariamente a partir de los 11.00m de altura. Nuestro estribo se encuentra dentro del límite entre ambos, por tal habría que descartar la alternativa más costosa.

En el anexo II se muestra el resumen del diseño estructural de un estribo con contrafuertes para el puente sobre el río Alao y en el anexo III se muestra el metrado en concreto y acero para ambos tipos de estribos; a continuación se presenta un breve resumen del metrado de los estribos en voladizo y con contrafuertes para realizar la comparación respectiva y descartar la alternativa menos económica:

Cuadro N° 62: Resumen de Esfuerzos Factorados en diafragmas

	ESTRIBO	
	VOLADIZO	CONTRAFUERTE
Concreto (m3)	294.60	332.70
Acero (kg)	16,088.40	19,325.20

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro se observa para las características del puente Alao un estribo en voladizo requiere una menor cantidad de materiales para su construcción por tanto resulta más económico que uno con contrafuertes.

La geometría proyectada y los resultados obtenidos del análisis de estabilidad del estribo, indican resultados favorables y podemos decir que la estructura no sufrirá deslizamiento. Para las diferentes combinaciones de los estados de carga se obtuvo como resultado más crítico un esfuerzo en el terreno de 3.10Kg/cm^2 , considerando que el estudio de suelos demanda una capacidad portante de 3.36Kg/cm^2 , podemos garantizar que la estructura no sufrirá asentamientos considerables y que el terreno es capaz de soportar las cargas que transmitirá la estructura en su conjunto; por lo que no se requerirá de una cimentación especial.

Para el diseño estructural de la pantalla se idealizó de manera tal que la estructura funcione como un cantiléver y para el análisis de los momentos se dividió el elemento en 3 partes para economizar y optimizar la distribución del acero ya que por la altura y la geometría del elemento no se será necesario dotar la misma cantidad de acero en toda la sección.

Para el análisis de las cargas sobre la zapata se consideró los esfuerzos del terreno cuando el estribo se encuentra con puente, ya que es en ese estado cuando se generan los esfuerzos más críticos. La zapata se divide en dos zonas, el talón delantero y el talón posterior. El talón delantero se diseña para resistir los momentos que genera la reacción del suelo. El refuerzo se coloca en la cara inferior.

El talón posterior se diseña de modo similar al talón delantero pero en este caso las cargas son el peso del terreno, el peso de la zapata y la sobrecarga, que actúan hacia abajo, y la reacción del suelo que actúa hacia arriba. El refuerzo en este elemento se ubica en la cara superior.

5.2 CONTRASTACION DE LA HIPOTESIS

A diferencia de los puentes losa y viga losa de concreto armado, un puente de sección compuesta adquiere un mejor comportamiento estructural para luces entre los 30 y 80m., además son más económicos para esas luces; no presenta el problema de obstrucción del cauce del río ya que pueden ser diseñadas de un solo tramo, caso que no ocurre con los puentes anteriormente mencionados, requiriendo de la construcción de pilares intermedios para así poder lograr un buen comportamiento estructural y al mismo tiempo elevando su costo.

Estructuralmente se puede considerar alternativas como puentes de sección mixta, puentes metálicos, puentes preesforzados. La experiencia en la construcción de puentes ha permitido establecer rangos económicos en cuanto a la fabricación y construcción de puentes según su longitud, permitiendo conocer por anticipado un precio aproximado del puente según el tipo y longitud y de esta manera descartar otras alternativas. El análisis de alternativas presentado muestra que para luces de 50.00m un puente de sección compuesta resulta más económico que otro tipo de superestructura; siendo su costo por metro lineal mucho menor al de otras alternativas viables como lo son un puente colgante, preesforzado o reticulado.

Por los motivos anteriormente expuestos es que la propuesta de diseño del Puente sobre el río Alao resulta la alternativa más óptima económicamente siendo de esta manera factible el desarrollo del presente trabajo, pudiendo servir como una herramienta de gestión para solucionar el problema de transporte en la zona incrementando el nivel socioeconómico de la misma; de esta manera se está validando la hipótesis planteada.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- a) El puente diseñado sobre el río Alao, permitirá la continuidad de la carretera donde fue proyectada; posteriormente unirá el distrito de San Martín de Alao con las demás localidades aledañas, y de este modo contribuirá con la integración de las comunidades que se encuentran dentro del ámbito de influencia del proyecto, al sistema vial departamental y facilitar una mayor comunicación e intercambio de actividades comerciales, culturales, asegurando de esta manera el progreso y desarrollo.
- b) La estructura fue diseñada considerando que en el proceso constructivo el encofrado de la losa estará soportado por las trabes, permitiendo así obtener resultados óptimos y garantizar la seguridad durante el momento de ejecutar el proyecto.
- c) Para diseñar las vigas principales se requiere analizar las cargas en diferentes etapas, puesto que el procedimiento constructivo del puente requiere que primero se realice el montaje de las vigas principales, para luego realizar el vaciado del concreto.
- d) Las vigas metálicas trabajarán en el estado elástico y sin sobreesforzarse cuando se presenten las cargas de servicio, funcionando de manera segura durante su vida útil.
- e) La metodología LRFD establece un factor de amplificación para cada tipo de carga limitando su participación en el análisis y diseño mediante las diferentes combinaciones que dependen de la importancia que tienen durante el funcionamiento de la estructura, permitiendo obtener así obtener diseños confiables, garantizando la seguridad y el funcionamiento óptimo de los elementos que lo conforman.

- f) Los estribos fueron cimentados por debajo del nivel de socavación, para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil, para los cuales fueron determinantes los resultados que brindan los estudios geotécnicos e hidrológicos.

6.2 RECOMENDACIONES

- a) Para la etapa del análisis estructural del proyecto, se recomienda la utilización de software en ingeniería estructural como SAP2000, como ayuda para permitir la realización del modelamiento de la estructura a analizar, visto que en tales condiciones se obtienen resultados que se aproximan al comportamiento real. En esta etapa es importante el correcto ingreso de los datos y su interpretación.
- b) Realizar el correcto metrado de cargas para los diferentes elementos estructurales, visto que de ello depende todo el diseño de la estructura.
- c) La Municipalidad Distrital de San Martín de Alao debe considerar el proyecto y realizar las gestiones de financiamiento, acompañado de un estudio detallado de metrados, costos, programación de ejecución de obras al dimensionamiento del diseño a fin de lograr la ejecución del presente en el plazo más corto posible.
- d) La ejecución del proyecto deberá ceñirse estrictamente a las especificaciones técnicas y planos respectivos, previa verificación in situ de la resistencia del suelo de fundación, a fin de lograr una estructura de calidad, tanto para los vehículos como peatones y animales.

VII. BIBLIOGRAFIA

Referencias Bibliográficas

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE, Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Edición 2005, USA – 2005
- AMPUERO JOHN Y ALVARADO CESAR, Diseño de Puentes con AASHTO LRFD y Modulo Bridge del SAP2000, Fondo Editorial ICG, Segunda Edición, Perú 2006.
- ARAUJO SANCHEZ CARLOS E., VASQUEZ ESCALANTE JOSE L., Estudio del Puente Carrozable la Victoria Cholocal sobre el río Cajamarquino, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Cajamarca, Perú 2002.
- BOSIO V. JOSE LUIS, LOPEZ A. JACK, GALLO D. EDUARDO, PASTOR G. MANUEL, LOZADA C. PEDRO LAINEZ, Puentes Análisis, Diseño y Construcción - American Concrete Institute. Editorial ACI, Segunda Edición, Perú 1994.
- BOWLES JOSEPH E., Diseño de Acero Estructural, Editorial Limusa, Cuarta Edición, México 1996.
- HARMSSEN E. TEODORO, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Fondo Editorial 2002- Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú 2002
- McCORMAC JACK C., Diseño de Estructuras de Acero-Método LRFD, Editorial Alfaomega, Segunda Edición, México 2002
- MEHDI HADI MOHAMED, Puentes de Concreto Armado, Editorial San Marcos, Edición 2002, Perú 2002.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES, Manual de diseño de Puentes, Fondo Editorial ICG, Perú 2003.
- PAREDES ROJAS LUIS ALBERTO, Fundamentos Básicos de Puentes y Obras de Arte.
- PERALTA RUIZ LUIS, Trazo y Diseño de la Superestructura de Sección Compuesta del Puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza, Informe de Ingeniería para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Martín, Perú 2000.

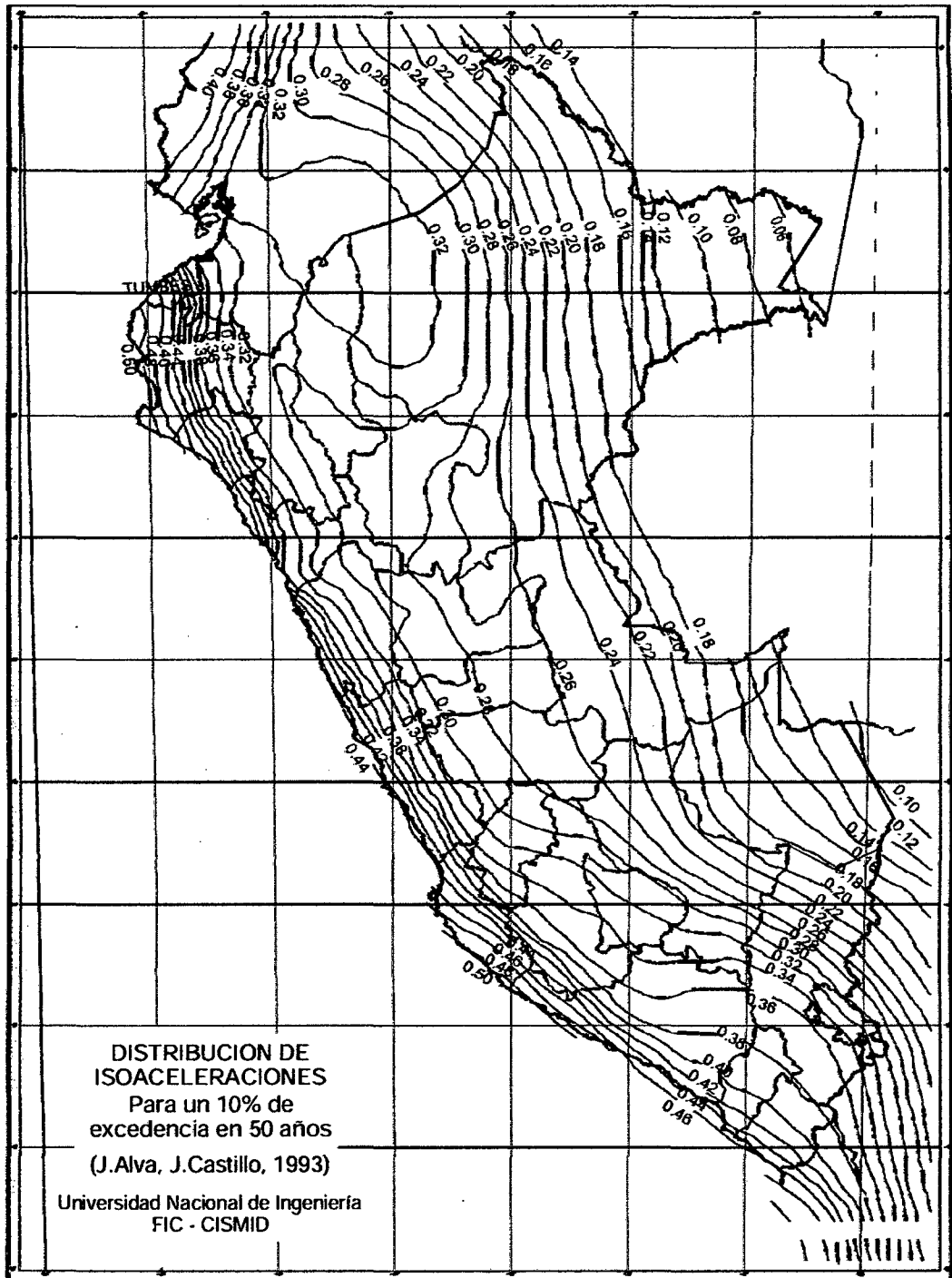
- RIVERA REYES EDUARDO, Cimentaciones de concreto armado en puentes, Editorial san Marcos, Segunda edición, Perú 2003.
- TORREJON MEZA ROVALINO, Diseño de la Superestructura de un Puente de Sección Compuesta, Informe de Ingeniería para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Martín, Perú 2000
- VILLANUEVA RUIZ ROSARIO, Análisis y Diseño comparativo de un Puente de Concreto Armado de Luz variable con otro de Sección Compuesta, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Martín , Perú 1996.

Paginas Web

- www.construaprende.com/tesis06/capitulo-3, 14/10/2010
- http://civilestructuras.blogspot.com/2008_05_01_archive.html, 18/11/2010
- www.jjcoopsa.com.mx/reglamweb/dmetalica/nortecomd5.htm, 18/11/2010

VIII. ANEXOS

ANEXO I: MAPA DE DISTRIBUCION DE ISOACELERACIONES



ANEXO II: DISEÑO DE CONTRAFUERTE

8.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS:

Altura de Estribo	$H =$	11.00 m.
Ancho de Base de Cimentación	$B =$	7.00 m.
Espesor de Pantalla	$t_p =$	0.40 m.
Talón Posterior	$B_1 =$	4.10 m.
Talón Delantero	$B_2 =$	2.50 m.
Altura de Cimentación	$h_z =$	1.20 m.
Altura de Pantalla	$h_p =$	9.80 m.
Espesor de Contrafuerte	$bc =$	0.40 m.
Espaciamiento entre contrafuertes	$L =$	2.50 m.

Otras Dimensiones:

$a =$	1.100 m	$b =$	0.350 m
$c =$	2.600 m	$d =$	0.500 m
$e =$	0.350 m	$f =$	1.05 m
$g =$	0.550 m		

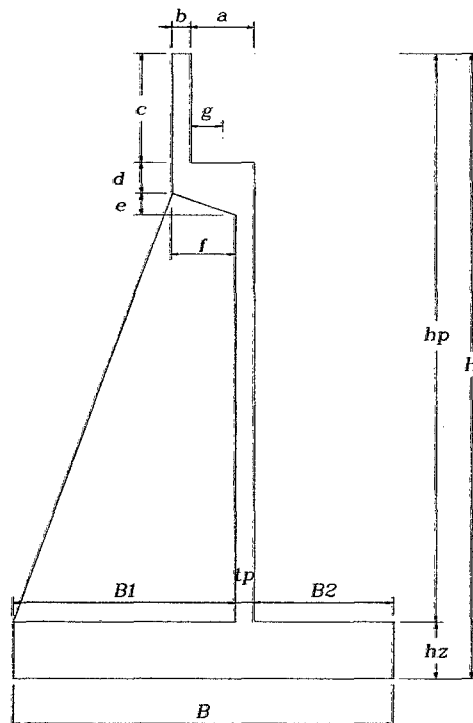


Figura 8.1: Dimensionamiento del Contrafuerte

8.2.2. ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se realizó utilizando el Software Sap2000. Los elementos del estribo se han modelado con elementos tipo Shell, los cuales se analizaron por flexión y corte; el terreno se ha modelado utilizando resortes, los cuales simulan la elasticidad del terreno de fundación para poder obtener una respuesta estructural acorde con el real funcionamiento de la estructura cuando sea puesto en servicio.

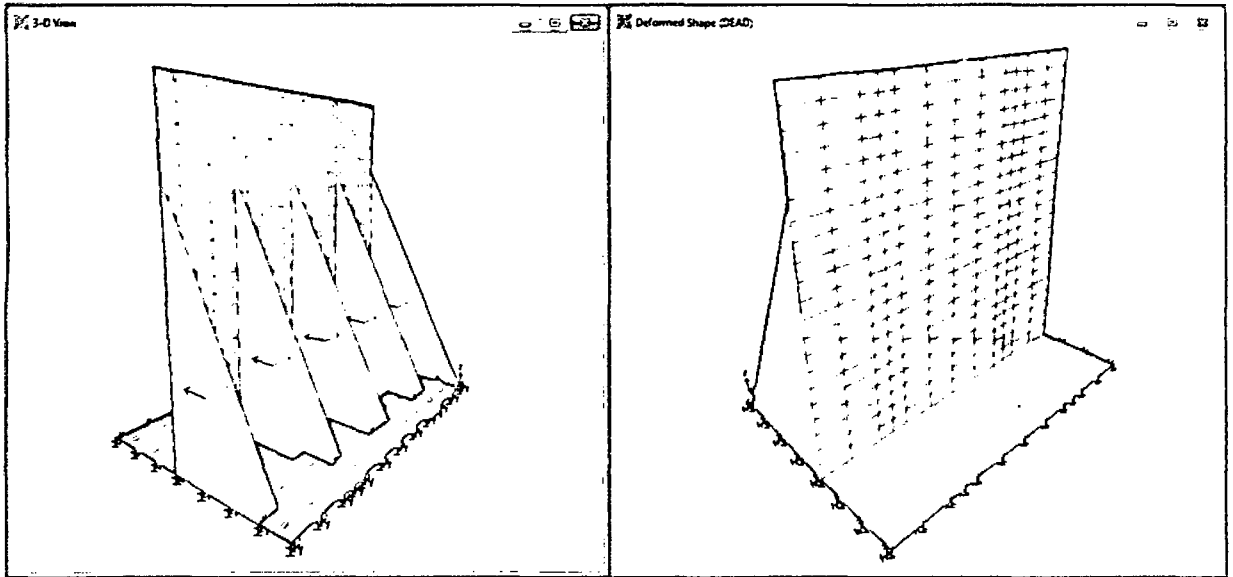


Figura 8.1: Modelo Utilizado para en Análisis Estructural

8.2.3. DISEÑO DE LA PANTALLA

Del Análisis estructural realizado con el software Sap2000 se obtuvo los momentos en la dirección horizontal como sigue:

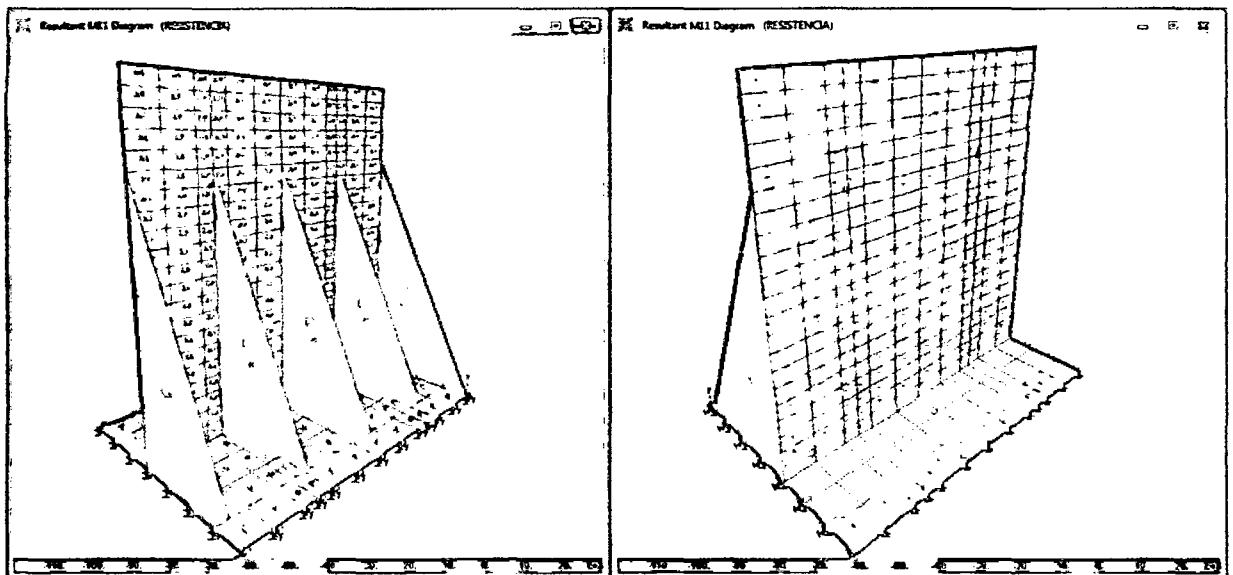


Figura 8.2: Momento en la dirección Horizontal del Estribo

8.2.3.1. REFUERZO HORIZONTAL

Se analizará para dos tramos:

Tramo 1: Desde el borde Superior hasta una altura igual a H/3 medida desde el borde.

$$h_p/3 = 3.27 \text{ m}$$

Momentos últimos:

$$M_u^{(-)} = 9397.40 \text{ Kg - m}$$

$$M_u^{(+)} = 3660.69 \text{ Kg - m}$$

	Apoyo	Tramo
Momento (Kg - cm)	939,740.00	366,069.00
Peralte Efectivo:d (cm)	35.20	35.20
a (cm)	3.09	0.65
As (cm ²)	7.24	2.78
Asmin (cm2)=0.0020*b*tp	8.00	8.00
Usar Ø 1/2" @		0.15
Usar Ø5/8" @	0.25	

Tramo 2: Para el resto de la altura a 0.50H medido desde el Borde

$$h_p/2 = 4.90 \text{ m}$$

Momentos últimos:

$$M_u^{(-)} = 14938.48 \text{ Kg - m}$$

$$M_u^{(+)} = 7942.57 \text{ Kg - m}$$

	Apoyo	Tramo
Momento (Kg - cm)	1,493,848.00	794,257.00
Peralte Efectivo:d (cm)	35.20	35.20
a (cm)	2.75	1.43
As (cm ²)	11.68	6.09
Asmin (cm2)=0.0020*b*tp	8.00	8.00
Usar Ø 1/2" @		0.15
Usar Ø5/8" @	0.15	

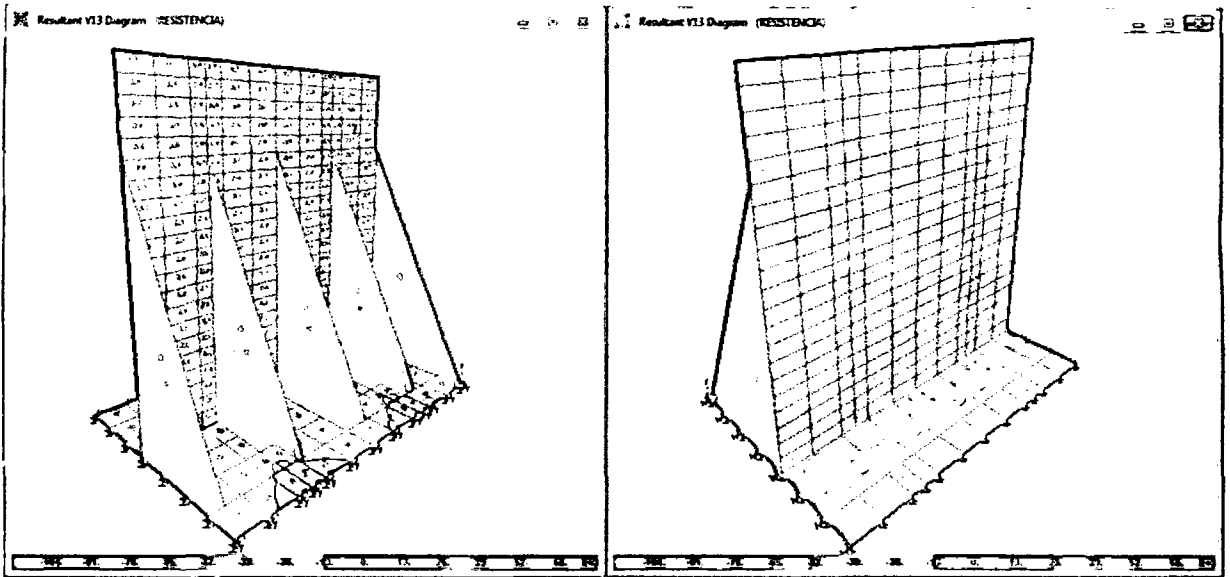


Figura 8.3: Fuerzas Cortantes en la dirección Horizontal del Estribo

Verificación del Cortante

$$V_U = 9157.02 \text{ kg} < \phi V_c = 0.53\phi \sqrt{f'_c} bd = 22979.85 \text{ kg} \quad \text{CONFORME}$$

8.2.3.2. REFUERZO VERTICAL

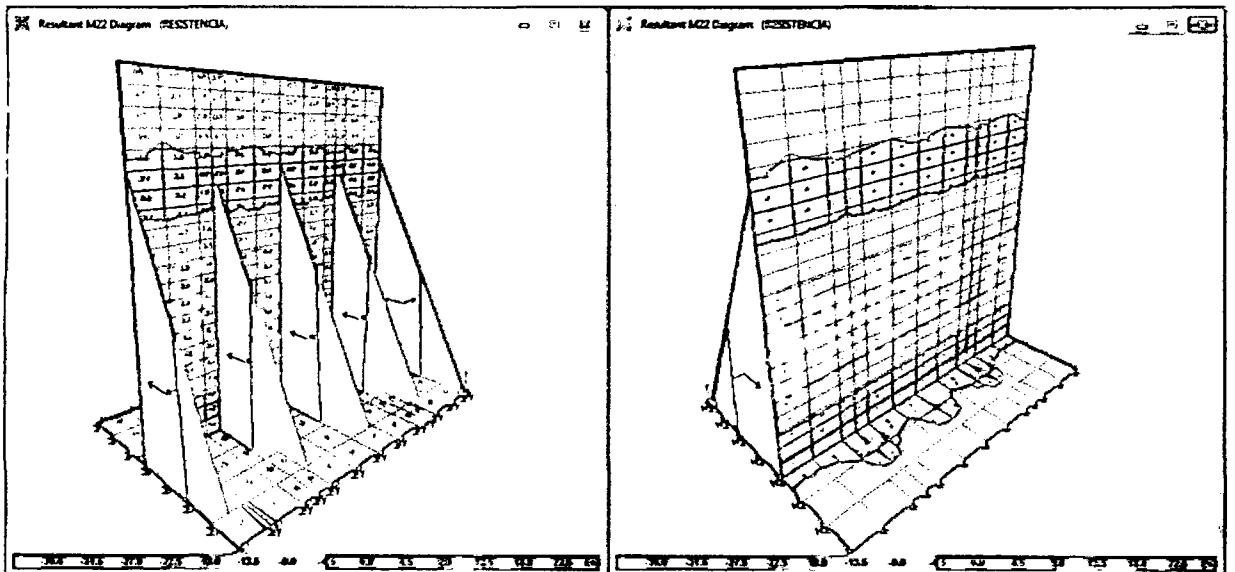


Figura 8.4: Momento en la dirección Vertical del Estribo

Momentos últimos:

$$M_U^{(-)} = 22453.53 \quad \text{Kg - m}$$

$$M_U^{(+)} = 15320.98 \quad \text{Kg - m}$$

	Cara Interior	Cara Exterior
Momento (Kg - cm)	12,245353.00	1,532,098.00
Peralte Efectivo:d (cm)	35.20	35.20
a (cm)	3.78	2.53
As (cm ²)	16.05	10.75
Asmin (cm2)=0.0015*b*tp	6.00	6.00
Usar Ø 5/8" @		0.175
Usar Ø 3/4" @	0.175	

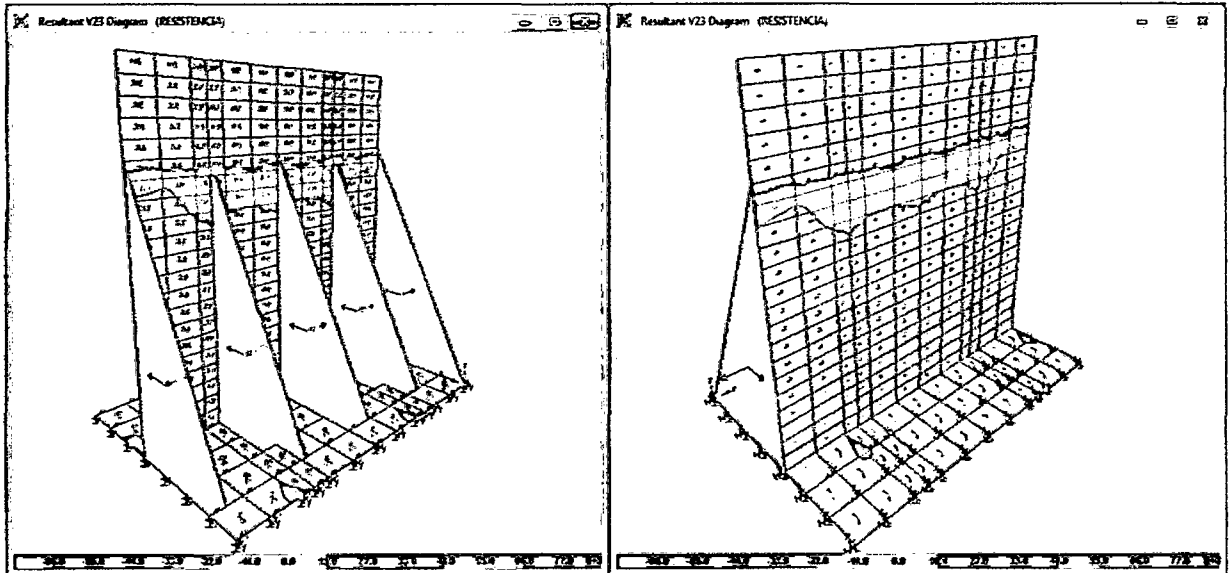


Figura 8.4: Fuerzas Cortantes en la dirección Vertical del Estribo

Verificación del Cortante

$$V_U = 21930.51kg < \phi V_C = 0.53\phi\sqrt{f'_c}bd = 22979.85kg \quad \text{CONFORME}$$

8.2.4. DISEÑO DEL TALON POSTERIOR

Momentos últimos:

$$M_U = 1845.844 \quad \text{Kg - m}$$

	Apoyo
Momento (Kg - cm)	184,584.38
Peralte Efectivo:d (cm)	111.70
a (cm)	0.10
As (cm ²)	0.44
Asmin (cm2)=0.0018*b*tp	21.60
Usar Ø 3/4" @	0.25

(Se colocará acero en las dos caras)

8.2.5. DISEÑO DEL TALON ANTERIOR

Momentos últimos:

$$M_u = 79223.66 \text{ Kg - m}$$

	Apoyo
Momento (Kg - cm)	7,922,365.71
Peralte Efectivo:d (cm)	111.70
a (cm)	4.51
As (cm ²)	19.15
Asmin (cm2)=0.0018*b*tp	21.60
Usar Ø 1" @	0.25

(Se colocará acero en las dos caras)

Verificación del Cortante

$$V_u = 68662.00kg < \phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c}bd = 72921.80kg \quad \text{CONFORME}$$

8.2.6. DISEÑO DEL CONTRAFUERTE

8.2.6.1. REFUERZO PRINCIPAL

El refuerzo principal ha sido calculado en tres secciones: en la base, a un tercio de altura y en el centro del elemento

SECCIÓN ANALIZADA	EN LA BASE	A UN TERCIO DE ALTURA	AL CENTRO DEL ELEMENTO
Mu (Kg - m)	290,178.54	63,688.0	26,868.38
Vu (Kg)	88,830.17	29,244.50	16,450.03
h (cm) =	450.00	348.33	297.50
d (cm) = h - ree	442.50	340.83	290.00
T _u (Kg)	96,487.54	29,123.16	15,247.84
As (cm ²)	25.53	7.70	4.03
Varillas	8 4	4	2
	Ø 5/8 " Ø 3/4 "	Ø 5/8"	Ø 5/8"

8.2.6.2. REFUERZO HORIZONTAL

El refuerzo horizontal del contrafuerte se calcula de acuerdo a las reacciones que este ejerce sobre la pantalla vertical. La Tensión es:

$$T_U = 4088.53kg \quad A_s = \frac{T_U}{\phi f_y} = \frac{4088.53}{0.90 \times 4200} = 1.08cm^2 \quad A_{Smin} = 0.0020bh = 8.00cm^2$$

Usar : $\phi 1/2'' @ 0.15m$

8.2.6.3. REFUERZO VERTICAL

El refuerzo vertical se determina de modo similar pero considerando el efecto del talón posterior del muro. La tensión es:

$$T_U = 7966.27kg \quad A_s = \frac{T_U}{\phi f_y} = \frac{70966.27}{0.90 \times 4200} = 2.11cm^2 \quad A_{Smin} = 0.0020bh = 8.00cm^2$$

Usar : $\phi 1/2'' @ 0.15m$

Verificación del Cortante

Sección crítica: $0.15Ln = 0.15hp = 1.47m$

$$V_U = 64179.79kg < \phi V_c = 0.53\phi \sqrt{f'_c} bd = 87632.1kg \quad \text{CONFORME}$$

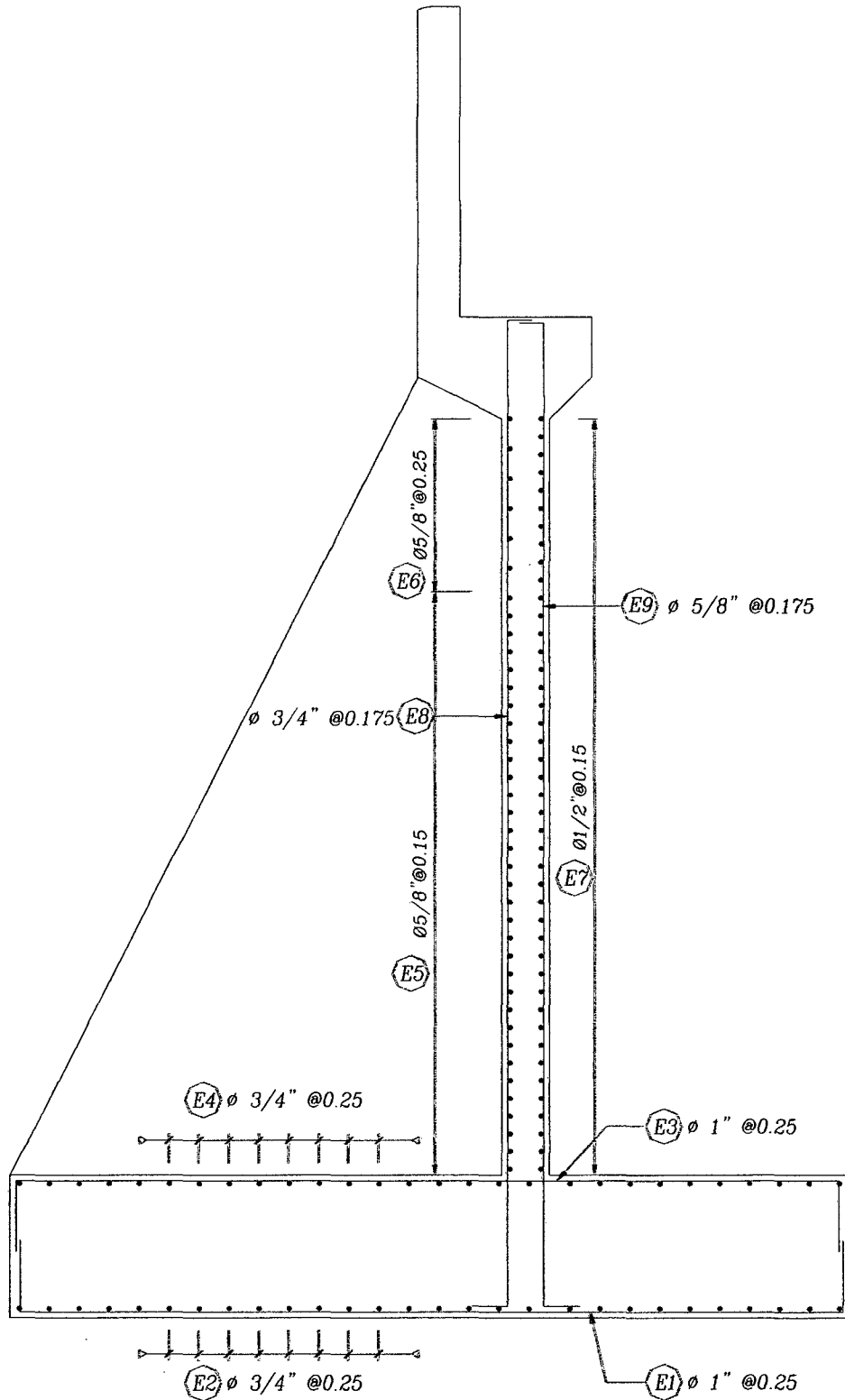


Figura 8.5: Acero en Pantalla y Zapata

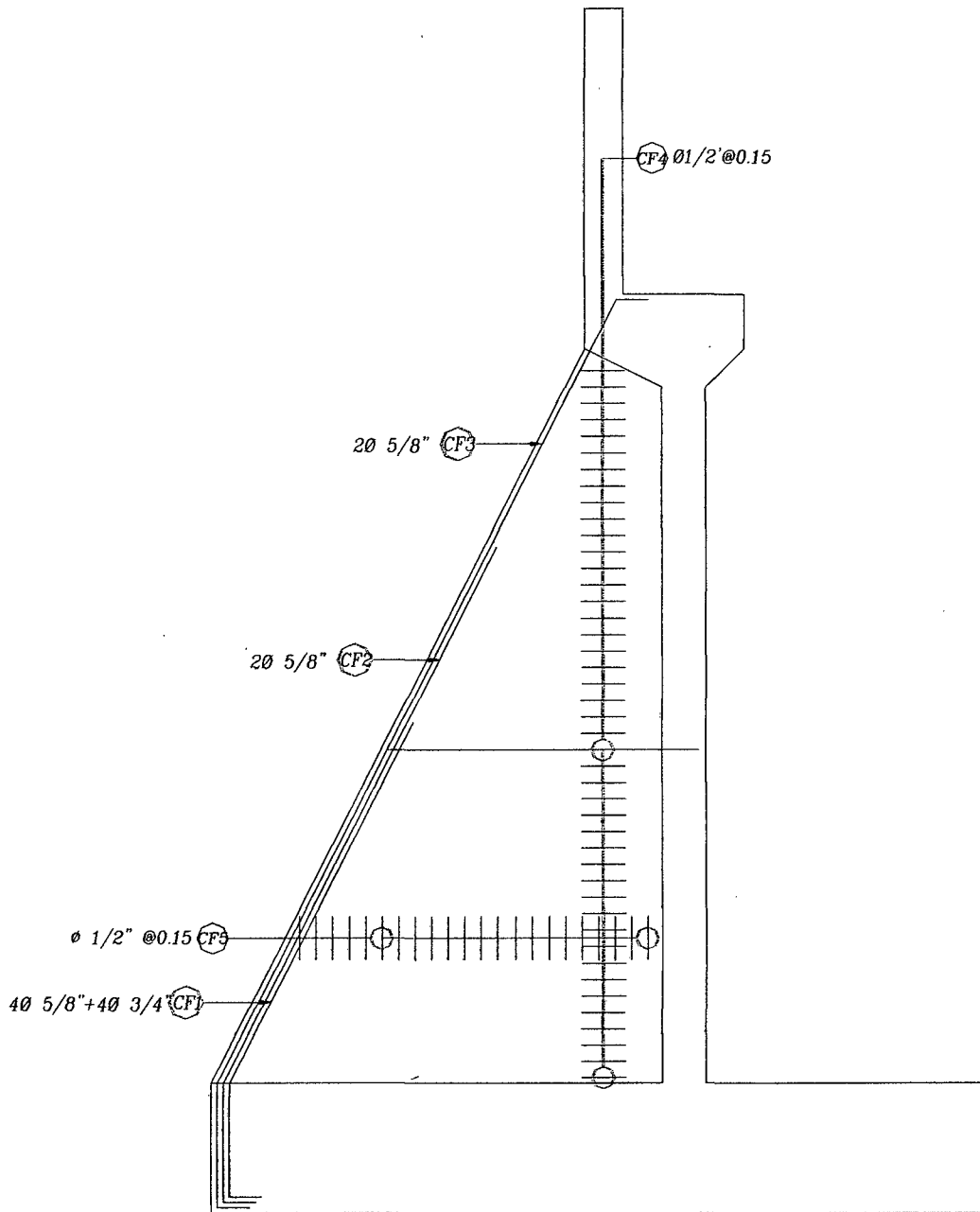


Figura 8.6: Acero en Contrafuertes

ANEXO III: METRADO DE ESTRIBO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE

A) RESUMEN DE METRADOS DE ESTRIBOS CON CONTRAFUERTE

CONCRETO ARMADO

332.70m³

	B	H	L	Cantidad	Vol. (m ³)
Pantalla	0.40	6.35	10.20	1	25.91
Muro de Cajuela	0.35	2.60	12.30	1	11.19
Viga Cabezal	1.45	0.72	10.20	1	10.72
Contrafuerte	4.10	3.89	0.40	5	31.89
Ménsula	0.38	0.25	10.20	1	0.96

Por dos Estribos Total = 161.33

Zapatas

	Area	H	Cantidad	Vol. (m ³)
Zapata	71.40	1.200	1	85.68

Por dos estribos Total = 171.36

ACERO DE REFUERZO

19325.20Kg

Código	φ	Nº Piezas	Long/Pieza	Barra/Pieza	Cantidad
E1	1"	40	8.20	1	37
E2	3/4"	28	11.60	1 2/7	37
E3	1"	40	8.20	1	37
E4	3/4"	28	11.60	1 2/7	37
E5	5/8"	33	11.40	1 1/4	42
E6	1/2"	6	11.40	1 1/4	8
E7	1/2"	43	11.40	1 1/4	55
E8	3/4"	57	8.70	1	56
E9	5/8"	57	8.70	1	56
CF1	5/8"	20	5.00	5/9	12
CF1'	3/4"	20	5.00	5/9	12
CF2	5/8"	10	5.60	5/8	7
CF3	5/8"	10	8.50	1	10
CF4	1/2"	440	2.05	2/9	101
CF5	1/2"	270	3.30	3/8	99

Resúmen	Ø	N° Barras	Peso/Barra	Peso (Kg)
	1"	74	35.80	2,649.20
	3/4"	142	20.20	2,868.40
	5/8"	127	14.00	1,778.00
	1/2"	263	9.00	2,367.00
	3/8"	0	5.10	0.00
				9,662.60

Estribo Izquierdo y Estribo Derecho Total = 19,325.20

B) RESUMEN DE METRADOS DE ESTRIBOS EN VOLADIZO

CONCRETO ARMADO

294.60m³

	B	H	L	Cantidad	Vol. (m ³)
Pantalla	0.75	6.40	10.20	1	48.96
Muro de Cajuela	0.35	2.60	12.30	1	11.19
Viga Cabezal	1.45	1.00	10.20	1	14.79
Ménsula	0.38	0.25	10.20	1	0.96

Por dos Estribos Total = 151.80

Zapatas

	Area	H	Cantidad	Vol. (m ³)
Zapata	71.400	1.000	1	71.40

Por dos Estribos Total = 142.80

ACERO DE REFUERZO**16088.40Kg**

Codigo	φ	Nº Piezas	Long/Pieza	Barra/Pieza	Cantidad
E1	1"	34	8.20	1	31
E2	3/4"	23	11.72	1 1/3	30
E3	1"	34	8.20	1	31
E4	1"	34	5.00	5/9	19
E5	3/4"	23	11.72	1 1/3	30
E6	1"	34	3.80	3/7	15
E7	1"	34	5.10	4/7	20
E8	1"	34	8.70	1	33
E9	5/8"	40	8.70	1	39
E10	5/8"	18	11.00	1 2/9	22
E11	5/8"	37	11.00	1 2/9	46

Resumen	Ø	Nº Barras	Peso/Barra	Peso (Kg)
	1"	149	35.80	5,334.20
	3/4"	60	20.20	1,212.00
	5/8"	107	14.00	1,498.00
	1/2"	0	9.00	0.00
	3/8"	0	5.10	0.00
				8,044.20

Estribo Izquierdo y Estribo Derecho Total = 16,088.40