

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**PROPUESTA DE ADAPTACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA EL
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES DESCRITOS
EN LA NORMA AASHTO-LRFD 2014 A LAS CONDICIONES
ESPECÍFICAS DE ECUADOR**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

ZOÉ RUBÍ BORJA SALAZAR
zoe.borja@epn.edu.ec

BRYAN EDUARDO TAPE ANASI
bryan.taipe@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

Quito, noviembre 2017

DECLARACIÓN

Nosotros, Zoé Rubí Borja Salazar y Bryan Eduardo Taipe Anasi, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

ZOÉ RUBÍ BORJA SALAZAR

BRYAN EDUARDO TAIPE ANASI

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Zoé Rubí Borja Salazar y Bryan Eduardo Taipe Anasi, bajo mi supervisión.

Ing. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez, PhD
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme su fuerza cuando la mía se agota, por no soltarme de su mano y acompañarme en cada paso que me ha traído hasta este punto de mi vida.

A mi madre por haberme impulsado cada día a seguir este camino, porque gracias a ella no dejé esta carrera con la que el día de hoy me siento satisfecha y segura, por enseñarme valores, sobre todo fortaleza. Gracias mami.

A mi padre por darme la vida, apoyarme constantemente, por enseñarme a ver la vida desde su mejor lado y que con una broma que, aunque sea agria vale la pena para ver la sonrisa de las personas a quienes amas.

Gracias a la familia Campiño Llerena por preocuparse tanto por mí y por ayudarme de una forma tan incondicional.

Al Señor Eduardo Taipe y Señora Blanca Anasi por haber puesto su granito de arena para que este sueño se haga realidad.

Gracias a Verito Borja que me ayudó cuando más lo necesitaba he hizo que el octavo año de colegio sea más agradable.

A Karina Campiño amiga desde mi primera experiencia en la Poli a quien no imaginé tener hasta hoy, por cuidarme, estar pendiente de cada paso que doy y darme tu amistad sincera e incondicional.

A mis hermanos por darme alegría y fortaleza toda mi vida.

A mi primer y eterno amor, mi afelpado venido de China porque desde que te conocí veo la vida blanco y negro, gracias por entenderme, cuidarme, amarme en todas las formas posibles y hacer de mí una mejor persona a tu lado. Te amo Bryan Taipe.

Al Ingeniero Luis Hernández por darnos su ayuda y consejos para terminar este proyecto.

Rubi Borja Salazar

DEDICATORIA

A todos aquellos que creen en mí y saben que después de esto el cielo es el límite.

Rubi Berja Salazar

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por ayudarme a culminar esta etapa de mi vida, él estuvo todo momento brindándome su fuerza, paciencia, sabiduría y sus bendiciones.

A mis padres Eduardo y Blanca que estuvieron siempre presentes brindándome todo su apoyo, cariño y confianza, ya que están cuando los necesito ayudándome en todo sentido y en todo momento, les agradezco de una manera infinita todo lo que han hecho por mí para poder llegar alcanzar esta meta, los quiero mucho.

A mis abuelitos, hermanas, tías, tíos que siempre se preocupaban por mí, preguntándome como me va, como me siento y muchas cosas más, gracias por sus preocupaciones y deseos.

A Rubí porque es la novia que siempre desee, le agradezco por, su apoyo, su paciencia, su amor, por estar alado mío en todo este trayecto mimándome, amándome, aconsejándome ella más que nadie sabe todo lo pasado y vivido para poder llegar alcanzar nuestro sueño, Muchas Gracias mi amor Te Amo.

A mis amigos Carlos, Darwin, Juan, Byron, Michael, Sebas, Frank y muchos más son una parte importante en mi vida y con quienes he compartido muchos momentos difíciles de borrar en mi memoria durante mi trayecto por la EPN.

Al Ing. Luis Hernández por su dirección en este proyecto, darnos la oportunidad de realizarlo para poder obtener más conocimientos profesionales, ayudarnos y brindarnos la guía necesaria en todo este trayecto.

Bryan Eduardo Taipe Anasi

DEDICATORIA

A mis padres Eduardo y Blanca.

A mi eterno amor Rubí Borja.

A mis abuelitos y toda mi familia.

Bryan Eduardo Jaime Anasi

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
DEDICATORIA.....	VI
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
PRESENTACIÓN	XXI
CAPÍTULO 1	1
1 GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3 ALCANCE.....	4
1.4 JUSTIFICACIÓN	4
CAPÍTULO 2	6
2 MARCO TEÓRICO	6
2.1 PUENTES.....	6
2.1.1 HISTORIA	6
2.1.2 COMPONENTES PRINCIPALES.....	10
2.1.3 TIPOLOGÍA.....	13
2.2 CRITERIOS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO	18
2.2.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO	18

2.2.2	ACCESOS.....	18
2.2.3	ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO.....	18
2.2.4	ESTUDIO DE IMPACTOS Y MITIGACIÓN AMBIENTAL.....	19
2.2.5	VIDA ÚTIL DEL PUENTE.....	19
2.3	MATERIALES Y PROPIEDADES.....	19
2.3.1	PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO.....	19
2.3.2	PUENTES DE ACERO.....	29
CAPÍTULO 3.....		31
3	MATERIALES Y PROPIEDADES.....	31
3.1	PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO.....	31
3.1.1	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN.....	31
3.1.2	PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO.....	34
3.2	PUENTES DE ACERO.....	35
3.2.1	PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	35
3.3	JUNTAS Y APOYOS.....	36
3.3.1	APOYOS.....	36
3.3.2	JUNTAS.....	43
CÁPITULO 4.....		45
4	ACCIONES O CARGAS.....	45
4.1	GENERALIDADES.....	45
4.2	ESTADOS LÍMITE.....	45
4.2.1	ESTADOS LÍMITE.....	46
4.2.2	DUCTILIDAD.....	47
4.2.3	REDUNDANCIA.....	47
4.2.4	IMPORTANCIA OPERACIONAL.....	48
4.3	CARGA MUERTA.....	48
4.4	CARGA VIVA.....	49
4.4.1	CARRILES DE DISEÑO.....	50
4.4.2	CAMIÓN DE DISEÑO Y CARGA DE CARRIL.....	50
4.4.3	TÁNDEM DE DISEÑO.....	51
4.4.4	FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE.....	51
4.4.5	CARGA DE FATIGA.....	52
4.4.6	CARGA SOBRE LAS BARANDAS.....	53
4.4.7	CARGAS PEATONALES.....	53
4.4.8	CARGA DE IMPACTO.....	53
4.4.9	FUERZAS CENTRÍFUGAS.....	54
4.4.10	FUERZA DE FRENADO.....	55

4.4.11	FUERZA DE COLISION DE UN VEHÍCULO.....	55
4.5	FUERZA DE VIENTO.....	56
4.5.1	MÉTODO AASHTO.....	56
4.5.2	MÉTODO NEC-15.....	58
4.6	FUERZAS DE AGUA.....	62
4.6.1	PRESIÓN HIDROSTÁTICA.....	62
4.6.2	FLOTACIÓN.....	62
4.6.3	PRESIÓN DE LA CORRIENTE.....	62
4.7	FUERZAS SÍSMICAS.....	63
4.7.1	ZONAS SÍSMICAS Y CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO.....	63
4.7.2	ESPECTRO DE DISEÑO.....	65
4.8	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES.....	67
CAPÍTULO 5.....		73
5	DISEÑO DE PUENTES.....	73
5.1	PUENTES LOSA.....	73
5.1.1	SUPERESTRUCTURAS COMUNES.....	73
5.1.2	DISEÑO.....	73
5.1.3	EJEMPLO DE LOSA SIMPLEMENTE APOYADA.....	87
5.1.4	EJEMPLO DE LOSA CON UN APOYO INTERMEDIO.....	106
5.2	PUENTES LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	135
5.2.1	DISEÑO.....	135
5.2.2	EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA DE HORMIGÓN ARMADO.....	158
5.3	PUENTES LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO.....	225
5.3.1	DISEÑO.....	225
5.3.2	EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA DE HORMIGÓN PRETENSADO.....	233
5.4	PUENTES DE ESTRUCTURA METÁLICA.....	246
5.4.1	EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA DE ACERO CON ALMA LLENA.....	246
5.4.2	EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA CERCHA DE ACERO	257
CAPITULO 6.....		266
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	266
6.1	CONCLUSIONES.....	266

6.2 RECOMENDACIONES.....	268
BIBLIOGRAFÍA	269
ANEXOS	271
ANEXO 1.- MOMENTOS Y REACCIONES MÁXIMAS EN TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS PARA UNA CARGA DE CAMION MTOP Y/O TÁNDEM	272
ANEXO 2.- SUPERESTRUCTURAS COMUNES	275
ANEXO 3.- MÁXIMOS MOMENTOS DEBIDO A CARGA VIVA POR UNIDAD DE ANCHO (N mm/mm)	277
ANEXO 4.- MOMENTO EN VIGAS INTERIORES CON TABLEROS DE CONCRETO (DISTRIBUCIÓN DEBIDO A CARGA VIVA).....	279
ANEXO 5.- MOMENTO EN VIGAS EXTERIORES (DISTRIBUCIÓN DE CARGAS VIVAS)	281
ANEXO 6.- CORTANTE EN VIGAS INTERIORES (DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA).....	283
ANEXO 7.- DISTRIBUCIÓN POR CARGA VIVA PARA CORTANTE EN VIGAS EXTERIORES	285
ANEXO 8.- VALORES ADMISIBLES TEMPORALES PARA EL ESFUERZO DE TRACCIÓN EN EL HORMIGÓN ANTES DE PÉRDIDAS	287
ANEXO 9.- VALORES ADMISIBLES DE ESFUERZOS DE TRACCIÓN EN EL HORMIGÓN PRETENSADO DESPUÉS DE PÉRDIDAS	289

ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS

FIGURA 2.1 Puentes Antiguos	6
FIGURA 2.2 Pont du Gard (Provenza, Francia)	7
FIGURA 2.3 Puente de bejuco	8
FIGURA 2.4 Puente de Vado	8
FIGURA 2.5 Puente de Todos Santos	9
FIGURA 2.6 Puente de la Unidad Nacional	9
FIGURA 2.7 Componentes principales de un puente.....	10
FIGURA 2.8 Sección Transversal de un puente.....	11
FIGURA 2.9 Veredas peatonales	12
FIGURA 2.10 Puente de hormigón pretensado sobre el río Chiche.....	15
FIGURA 2.11 Puente Cerca de acero de la Isla Santay.....	15
FIGURA 2.12 Puente de bahía San Vicente	16
FIGURA 2.13 Puente de ladrillo calle la Ronda, Quito	16
FIGURA 2.14 Puente el Citado (Pallatanga- Bucay).....	16
FIGURA 2.15 Puente Colgante ubicado en Quevedo	17
FIGURA 2.16 Puente atirantado Humberto Alvarado (Quevedo).....	17
FIGURA 2.17 Puente Basculante Isla Santay	17
FIGURA 3.1 Tipos comunes de apoyos	37
FIGURA 4.1 Carga de carril	50
FIGURA 4.2 Camión de diseño MTOP.....	51
FIGURA 4.3 Tándem de Diseño AASHTO	51
FIGURA 4.4 Mapa de velocidades máximas de viento en Ecuador	58
FIGURA 4.5 Zonas sísmicas para propósito de Diseño	64
FIGURA 4.6 Curva de Peligro Sísmico para la ciudad de Nueva Loja	65
FIGURA 4.7 Mapa de curvas de peligro de Portoviejo.....	66
FIGURA 4.8 Espectro de diseño para Portoviejo con 1000 años de periodo de retorno.....	67
FIGURA 5.1 Variación de ϕ	75
FIGURA 5.2 Barandas típicas de tráfico	85
FIGURA 5.3 Cargas que actúan sobre las barandas para peatones	86

FIGURA 5.4 Cargas que actúan sobre las barandas para ciclistas.....	87
FIGURA 5.5 Sección longitudinal del puente	88
FIGURA 5.6 Barrera de concreto	88
FIGURA 5.7 Secciones y volumen de barrera.....	88
FIGURA 5.8 Sección transversal de losa	89
FIGURA 5.9 Ubicación del As principal paralelo al tráfico.....	92
FIGURA 5.10 Franja de ancho tributario	95
FIGURA 5.11 Ubicación del eje neutro	96
FIGURA 5.12 Ancho de borde.....	97
FIGURA 5.13 Ubicación del As principal paralelo al tráfico.....	99
FIGURA 5.14 Franja de ancho tributario	102
FIGURA 5.15 Ubicación del eje neutro	102
FIGURA 5.16 Camión de diseño para carga de fatiga	104
FIGURA 5.17 Distribución de Acero en Puente Losa.....	106
FIGURA 5.18 Sección longitudinal del puente	106
FIGURA 5.19 Peso de la losa Tm	107
FIGURA 5.20 Momentos positivos y negativos debido al peso de la losa $T.m$..	108
FIGURA 5.21 Peso de la superficie de rodadura Tm	108
FIGURA 5.22 Momentos positivos y negativos debido a la superficie de rodadura $T.m$	109
FIGURA 5.23 Líneas de influencia para momentos respecto al apoyo B.....	109
FIGURA 5.24 Camión de diseño más carga de carril.....	110
FIGURA 5.25 Camión de diseño	110
FIGURA 5.26 Diagrama de momentos debido al camión de diseño	111
FIGURA 5.27 Línea de influencia a $0.4L$ debido a momento	111
FIGURA 5.28 Camión de diseño más carga de carril.....	112
FIGURA 5.29 Tándem de diseño más carga de carril.....	112
FIGURA 5.30 Ubicación del As – principal paralelo al tráfico	114
FIGURA 5.31 Ubicación del As + principal paralelo al tráfico	116
FIGURA 5.32 Franja de ancho tributario	118
FIGURA 5.33 Ubicación del eje neutro	119
FIGURA 5.34 Ancho tributario.....	120
FIGURA 5.35 Ubicación del eje neutro	120

FIGURA 5.36 Distribución del acero en la franja interior	123
FIGURA 5.37 Peso de la losa más peso de la barrera Tm	123
FIGURA 5.38 Momentos positivos y negativos debido al peso de la losa más el peso de la barrera $T.m$	124
FIGURA 5.39 Peso de la superficie de rodadura Tm	124
FIGURA 5.40 Momentos positivos y negativos debido al peso de la superficie de rodadura $T.m$	125
FIGURA 5.41 Franja de ancho tributario	130
FIGURA 5.42 Ubicación del eje neutro	131
FIGURA 5.43 Ancho tributario	132
FIGURA 5.44 Ubicación del eje neutro	132
FIGURA 5.45 Distribución del acero la franja exterior	135
FIGURA 5.46 Ilustración de términos dv y bv	152
FIGURA 5.47 Puente losa sobre vigas	158
FIGURA 5.48 Sección Transversal puente	159
FIGURA 5.49 Centro de Gravedad de barrera de concreto	160
FIGURA 5.50 Cargas de losa y barrera de concreto	161
FIGURA 5.51 Momentos Positivos y Negativos de losa debido a carga muerta	161
FIGURA 5.52 Carga de asfalto sobre losa	162
FIGURA 5.53 Momentos Positivos y Negativos debido a superficie de rodadura	162
FIGURA 5.54 Línea de influencia de momento para el apoyo B	163
FIGURA 5.55 Posiciones Críticas del camión	163
FIGURA 5.56 Línea de influencia en las posiciones críticas	163
FIGURA 5.57 Condición crítica de un carril cargado	164
FIGURA 5.58 Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica	165
FIGURA 5.59 Línea de influencia para el momento máximo $0.4 L$	166
FIGURA 5.60 Posiciones críticas del camión	166
FIGURA 5.61 Línea de influencia en las posiciones críticas	167
FIGURA 5.62 Ubicación del acero principal negativo	168
FIGURA 5.63 Ubicación del acero principal positivo	169
FIGURA 5.64 Distribución de Acero en losa (Puente viga losa)	171
FIGURA 5.65 Ancho de franja acero negativo	172

FIGURA 5.66 Ubicación el eje neutro acero negativo	172
FIGURA 5.67 Ancho de franja acero positivo	173
FIGURA 5.68 Ubicación del eje neutro acero positivo	174
FIGURA 5.69 Viga “T” principal interior	175
FIGURA 5.70 Viga T (Propiedades)	177
FIGURA 5.71 Viga “T” Propiedades	178
FIGURA 5.72 Distribución de Aceros	179
FIGURA 5.73 Distribución de acero de temperatura y principal de la viga.....	181
FIGURA 5.74 Ubicación del Eje neutro	182
FIGURA 5.75 Carga de fatiga	183
FIGURA 5.76 Diseño por corte viga interior	185
FIGURA 5.77 Reacciones en viga debido a carga muerta	186
FIGURA 5.78 Reacciones en viga debido a carga por superficie de rodadura ..	186
FIGURA 5.79 Reacciones en viga debido a carga de camión.....	187
FIGURA 5.80 Reacciones en viga debido a Tándem.....	187
FIGURA 5.81 Reacciones en viga debido a carga de carril	188
FIGURA 5.82 Viga Principal Interior	191
FIGURA 5.83 Viga Principal Exterior.....	191
FIGURA 5.84 Viga interior con carga de camión.....	193
FIGURA 5.85 Distribución de cargas en un carril cargado	194
FIGURA 5.86 Distribución de cargas en dos carriles cargados.....	194
FIGURA 5.87 Viga principal Exterior	195
FIGURA 5.88 Distribución de Aceros	196
FIGURA 5.89 Distribución de acero de temperatura y principal de la viga.....	197
FIGURA 5.90 Ubicación del Eje neutro	198
FIGURA 5.91 Carga de fatiga	200
FIGURA 5.92 Reacciones en viga debido a carga muerta	202
FIGURA 5.93 Reacciones en viga debido a carga de camión.....	203
FIGURA 5.94 Reacciones en viga debido a Tándem.....	203
FIGURA 5.95 Reacciones en viga debido a carga de carril	203
FIGURA 5.96 Distribución de cargas en un carril cargado	204
FIGURA 5.97 Distribución de cargas en dos carriles cargados.....	205
FIGURA 5.98 Viga principal exterior	207

FIGURA 5.99 Barrera a utilizarse.....	208
FIGURA 5.100 Distribución de cargas en volado.....	208
FIGURA 5.101 Cargas para colisión vehicular.....	210
FIGURA 5.102 Tensión de Colisión del Volado.....	211
FIGURA 5.103 Distribución de acero (+) y (-) en volado.....	211
FIGURA 5.104 Longitud de Desarrollo del Volado.....	212
FIGURA 5.105 Diagrama de momento con factor de transporte.....	214
FIGURA 5.106 Carga de losa y reacciones en apoyos.....	214
FIGURA 5.107 Carga de barreras y reacciones en apoyos.....	214
FIGURA 5.108 Acero adicional negativo.....	216
FIGURA 5.109 Sección Transversal de Diafragmas.....	217
FIGURA 5.110 Posición de cargas para momentos en volado.....	217
FIGURA 5.111 Reacciones y momentos debido a cargas en el diafragma.....	218
FIGURA 5.112 Cantidad de Acero en Diafragma.....	221
FIGURA 5.113 Sección Crítica por corte.....	222
FIGURA 5.114 Cortantes debido a cargas y momentos en el diafragma.....	222
FIGURA 5.115 Línea de influencia por Corte en la sección crítica.....	223
FIGURA 5.116 Diafragma con acero de refuerzo y estribos.....	225
FIGURA 5.117 Diagramas de Magnel.....	227
FIGURA 5.118- Definición del parámetro Xu	230
FIGURA 5.119 Puente apoyado 18 m de largo.....	233
FIGURA 5.120 Propiedades de viga pretensada.....	234
FIGURA 5.121 Ubicación del eje neutro viga pretensada.....	235
FIGURA 5.122 Reacciones en la viga debido a carga de diafragmas.....	236
FIGURA 5.123 Valor de e_g viga pretensada.....	237
FIGURA 5.124 Gráfica de las inecuaciones de Magnel.....	240
FIGURA 5.125 Dibujo de ubicación ducto para cables.....	241
FIGURA 5.126 Sección transversal del puente.....	246
FIGURA 5.127 Dimensiones de la viga I.....	247
FIGURA 5.128 Sección resistente I.....	250
FIGURA 5.129 Sección resistente a largo plazo.....	250
FIGURA 5.130 Sección resistente a corto plazo.....	252
FIGURA 5.131 Viga exterior con carga de camión.....	254

FIGURA 5.132 Sección transversal del puente	258
FIGURA 5.133 Celosía propuesta tipo Pratt	259
FIGURA 5.134 Área aportante a cada nudo de la celosía	259
FIGURA 5.135 Fuerza axial en los elementos de la celosía debido a WDC	260
FIGURA 5.136 Fuerza axial en los elementos de la celosía debido a WDW	260
FIGURA 5.137 Fuerza axial en los elementos de la celosía debido a WLL + IM	261
FIGURA 5.138 Modelación en el programa CSI Bridge	263
FIGURA 5.139 Desempeño de los elementos.....	263
FIGURA 5.140 Deflexiones en la losa para estado límite resistencia I	265
FIGURA 5.141 Esfuerzos en el elemento crítico	265

ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS

TABLA 2.1 Módulo de elasticidad de los agregados según la procedencia (E_a) .	22
TABLA 2.2 Factor de modificación λ	25
TABLA 2.3 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural	30
TABLA 3.1 Módulos de elasticidad de agregados	32
TABLA 3.2 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural	36
TABLA 4.1 Materiales con sus respectivos pesos unitarios	49
TABLA 4.2 Factor de presencia múltiple (m).....	52
TABLA 4.3 Fracción de camiones en el tráfico.....	52
TABLA 4.4 Porcentaje de Amplificación Dinámica.....	54
TABLA 4.5 Valores de V_o y Z_o para varias condiciones de superficie aguas arriba	57
TABLA 4.6 Presiones Básicas.....	57
TABLA 4.7 Coeficiente de corrección σ	60
TABLA 4.8 Factores de forma C_f	61
TABLA 4.9 Coeficientes entorno/altura	61
TABLA 4.10 Coeficientes de Arrastre.....	62
TABLA 4.11 Coeficiente de arrastre lateral	63
TABLA 4.12 Valor del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	64
TABLA 4.13 Combinaciones y Factores de Carga.....	70
TABLA 4.14 Factores para cargas permanentes, γ_p	72
TABLA 4.15 Factores para cargas permanentes debidas a deformaciones sobreimpuestas, γ_p	72
TABLA 5.1 Profundidades mínimas para superestructuras de profundidad constante.....	73
TABLA 5.2 Factor de resistencia.....	74
TABLA 5.3- Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas	79
TABLA 5.4 Niveles de ensayos para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque.	84
TABLA 5.5 Fuerzas de diseño para barandas vehiculares	86
TABLA 5.6 Resumen de momentos y factores de carga.....	91

TABLA 5.7 Resumen de momentos flectores y factores de carga	99
TABLA 5.8 Resumen de momentos negativos en la losa [T.m] y factores de carga	113
TABLA 5.9 Resumen de momentos positivos en la losa [T.m] y factores de carga	113
TABLA 5.10 Resumen de momentos negativos en la losa [T.m]	126
TABLA 5.11 Resumen de momentos positivos en la losa [T.m].....	126
TABLA 5.12 Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante.....	136
TABLA 5.13 Ancho de franja equivalente.....	138
TABLA 5.14 Distribución de carga viva para vigas transversales para momento y cortante	152
TABLA 5.15 Resumen de momentos negativos por cargas en B.....	165
TABLA 5.16 Resumen de momentos positivos	167
TABLA 5.17 Resumen de momentos positivos	178
TABLA 5.18- Dimensiones mínimas de una viga pretensada	226
TABLA 5.19- Profundidades mínimas para subestructuras de profundidad constante.....	226
TABLA 5.20- Propiedades de tendones y barras de preesfuerzo	228
TABLA 5.21-Límites de esfuerzo para los tendones de preesfuerzo	229
TABLA 5.22- Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto preesforzado después de las pérdidas	230
TABLA 5.23 Valores de k para cables de acero.....	232
TABLA 5.24 Determinación del centro de gravedad con respecto al patín	234
TABLA 5.25 Resumen de momentos en la viga metálica	249
TABLA 5.26 Inercia y ubicación del eje neutro de la sección a largo plazo	251
TABLA 5.27 Inercia y Ubicación del eje neutro de la sección a corto plazo.....	252
TABLA 5.28 Resumen de momentos viga metálica exterior	255
TABLA 5.29 Carga de cada nudo.....	260

RESUMEN

La presente investigación propone una metodología para el diseño de la superestructura de puentes acoplado a las condiciones específicas del Ecuador, para esto se tomó como referencia lo que se especifica en la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) del año 2014, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) del año 2015, la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI) del año 2012 y la American Concrete Institute (ACI) del año 2014, en base a esto se realizó una comparación de las características físicas de los materiales como: módulo de elasticidad, módulo de rotura, resistencia a la compresión, etc. y cargas como: fuerza de viento, sismo, carga viva, entre otras contenidas en cada norma, adaptando las consideraciones de diseño que permitían esta adecuación.

Con esta información se realizó ejercicios de aplicación en los que se explica paso a paso el proceso que se debe seguir para diseñar la superestructura de varios tipos de puentes como: puente losa, puente losa sobre vigas de hormigón armado, puente losa sobre vigas de hormigón pretensado, puente losa sobre vigas de acero de alma llena y puente losa sobre vigas cercha de acero.

Este trabajo servirá principalmente como guía para estudiantes que deseen aprender a diseñar la superestructura de puentes y para profesionales de la construcción de este tipo de obras civiles, quienes no cuentan con una norma actualizada, debido a que Ecuador no tiene un reglamento referido específicamente al diseño de puentes y que contenga además ejercicios de aplicación.

Palabras clave: Puente, Superestructura, Adaptación

ABSTRACT

The present investigation proposes a methodology for the design of the superstructure of bridges coupled with the specific conditions of Ecuador. For this took as a reference what specified in the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) of the year 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) of the year 2015, Norma Ecuatoriana Vial (NEVI) of the year 2012 and American Concrete Institute (ACI) of the year 2014. Based on this, a comparison of the physical characteristics of the materials. Modulus of elasticity, modulus of rupture, resistance to compression, etc. In addition, loads such as wind force, earthquake, live load, among others contained in each standard, adapting the design considerations that allowed this adaptation.

With this information, it done exercises of application. In which it explains systematically the process that must be followed to design the superstructure of several types of bridges like Slab Bridge, Bridge on beams of reinforced concrete, Bridge on beams of prestressed concrete, Bridge on full steel beams and Bridge on steel lattice.

This work will mainly serve as a guide for students who wish to learn how to design the superstructure of bridges and for professionals of the construction of this type of civil works, who do not have an updated standard, since Ecuador does not have a specific design standard of bridges and that contains exercises of application.

Key words: Bridge, Superstructure, Adaptation

PRESENTACIÓN

La presente investigación tiene como objetivo adaptar las especificaciones descritas en la norma AASHTO del año 2014 para el diseño de la superestructura de puentes a las condiciones específicas que se presentan en el Ecuador. Los procedimientos realizados se describen en cada uno de los seis capítulos del trabajo:

Capítulo 2 Marco teórico: Se presenta definiciones de los principales conceptos y una breve historia de los puentes, se realizó también una comparación de las características físicas de los materiales, contenidas en cada una de las normas citadas anteriormente.

Capítulo 3 Materiales y propiedades: Se adaptan las características físicas de los materiales que permitieron realizar esta adecuación y se habla acerca de apoyos y juntas.

Capítulo 4 Acciones o cargas: Se definen todas las cargas que se aplican en el diseño de la superestructura de puentes y se realizan las adaptaciones necesarias.

Capítulo 5 Diseño de puentes: Se explica todas las consideraciones que se toman en cuenta en el diseño estructural de varios tipos de puentes como: puente losa, puente losa sobre vigas de hormigón, puente losa sobre vigas de hormigón pretensado, puente losa sobre vigas de acero de alma llena y puente losa sobre vigas cercha de acero.

Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones: Se sintetizan los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

A pesar de que en Ecuador se han construido gran cantidad de puentes no existe un reglamento que se adapte a las condiciones de nuestro país, por lo que la presente investigación se refiere a una propuesta de adaptación de la norma AASHTO-LRFD 2014 con la ayuda de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 para tener una guía de diseño de la superestructura de puentes de acuerdo a los criterios y normativas de actualidad tanto nacional como internacional.

La falta de una norma general de diseño en puentes ha hecho que los profesionales en Ecuador de alguna forma u otra adapten la norma AASHTO según su criterio, pero sin tener investigaciones que respalden su toma de decisiones generándose incertidumbre en el comportamiento del puente ante las condiciones que posee nuestro país.

La luz vertical (gálibo) desde la calzada hasta el elemento inferior de las estructuras aéreas reticuladas no debería ser menor que 17,5 pies (5300 mm) (capítulo 2 AASHTO- LRFD, 2014). El uso de gálibos de 4,2m en la Ruta Viva y en otras partes de Quito contradice esta especificación y limita el desarrollo futuro donde puedan circular camiones con mayor altura.

Las normas AASHTO, aunque no se divorcian totalmente del ACI (ACI 318, 2014) para el cálculo de las estructuras de hormigón, ni del AISC para el cálculo de las Estructuras de Acero (AISC 360, 2016), tiene sus propios métodos de cálculo para el diseño de puentes usando estos materiales (AASHTO, 2014).

Para el ingeniero es más práctico tener una sola especificación para el cálculo de estructuras de hormigón o de acero, ya sea para un edificio o para un puente, por lo que se plantea en la metodología de cálculo usar las especificaciones dadas

por la AASHTO en los puentes, pero el método de cálculo usado por la NEC para el diseño de estructuras de hormigón (NEC - SE – HM, 2015) y de estructuras de acero (NEC - SE – AC, 2015).

Existen países del área como Perú que tiene sus propios criterios para el cálculo de puentes donde adaptan la Norma AASHTO a sus condiciones y por ejemplo utilizan un gálibo vertical mínimo de 5m en puentes urbanos y 5,5m en puentes rurales (M.T.C.P, 2003). También consideran la presencia de otros camiones que circulan en Perú con un peso algo superior a los que usa la AASHTO. (Rodríguez Serquén, 2016)

Los vientos que actúan en USA no son los mismos que en Ecuador, por lo que en nuestro trabajo incluiremos lo especificado por la NEC para este caso. (NEC-SE-CG 2015). Esto también es válido para el caso del sismo (NEC-SE-DS 2015).

Como solución a este problema surge la necesidad de realizar esta propuesta, para que los profesionales de nuestro país tengan una guía actualizada que cumpla con las condiciones específicas de nuestro país y que a su vez los estudiantes de pregrado de la carrera de ingeniería civil tengan un material de apoyo en la asignatura de Puentes.

En el trabajo se realizará una investigación teórica profunda de lo planteado por distintas bibliografías sobre el tema, principalmente de la región como es el caso de Perú y Colombia y su comparación con la Norma AASHTO, posibilitando su adecuación a las condiciones de Ecuador. También se hará un análisis comparativo entre lo planteado por la NEC para el diseño de miembros estructurales de una edificación de hormigón armado o de acero con lo planteado por la AASHTO para el diseño de miembros estructurales de un puente, propiciándose llegar a una conclusión que para el uso práctico solo se diferencien en los aspectos específicos de un puente, pero el resto del diseño sea similar. En la actualidad, en los criterios de diseño, existen diferencias apreciables entre la AASHTO y la NEC, principalmente para estructuras de acero.

Se abordará como incluir las Normas ecuatorianas de sismo (NEC-SE-DS 2015) y de Viento (NEC-SE-CG 2015) en el análisis de las cargas que realiza la Norma AASHTO. Por otro lado, se analizarán las distintas especificaciones de la

AASHTO como gálibos, tipos y dimensionamiento de las barreras de protección, hormigones, juntas, predimensionamiento de los miembros estructurales, etc. y su adecuación a las condiciones de Ecuador. En la parte de diseño se estudiará lo planteado por la AASHTO y por la NEC para elementos de hormigón armado o de acero, lográndose uniformizar de forma general el diseño de estructuras formadas por estos materiales con criterios de actualidad.

Todos estos aspectos se reflejarán en los distintos ejemplos de cálculo que se harán al final del trabajo, donde se aplicarán todos los criterios expuestos en el mismo como conclusión del análisis investigativo realizado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Adaptar la norma AASHTO-LRFD 2014 a las condiciones específicas que se presentan en nuestro país con la ayuda de la NEC-15 y NEVI-12 para el diseño de la superestructura de un puente.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir parámetros y criterios de carga de diseño de la superestructura de puentes, a través de comparaciones entre las metodologías encontradas en las normas AASHTO-LRFD 2014 y en la NEC-15.
- Analizar las características físicas de los materiales que se utilizan para la elaboración del hormigón usado en la construcción de la superestructura de puentes que se encuentran en la norma AASHTO LRFD y en la NEC-15, mediante observación de los valores ya establecidos de propiedades físicas y mecánicas encontrados en las normas, para determinar si es necesario realizar cambios de materiales o se usan los mismos de Estados Unidos.
- Indicar todos los parámetros que se deben tomar en consideración en el diseño de la superestructura de un puente mediante expresiones matemáticas que expliquen claramente la forma correcta de su aplicación, para predecir el comportamiento de la superestructura del puente ante las condiciones específicas de Ecuador.

- Realizar ejemplos de cálculo mediante la aplicación de la norma AASHTO con las condiciones de nuestro país ya establecidas para que el estudio de aplicación sea más didáctico y entendible.
- Presentar los resultados de los ejemplos de cálculo en el Sistema Internacional de unidades (SI), para fomentar su uso.

1.3 ALCANCE

Con la presente investigación se pretende realizar una adaptación de las condiciones existentes en nuestro país a la norma estadounidense AASHTO-LRFD 2014, en Ecuador no existe una norma propia para poder diseñar puentes, con esta adaptación podríamos juntar los criterios utilizados en el diseño de la superestructura de un puente, y los debidos parámetros que se encuentran en Ecuador, como por ejemplo la velocidad del viento, las fuerzas sísmicas, las combinaciones de carga, la calidad de los materiales, etc. Como se sabe estos parámetros no son los mismos en Estados Unidos, se tratará de adaptar las normas lo más que se pueda y así poder presentar una propuesta de adaptación que sirva tanto para el ámbito estudiantil como para el profesional, ya que algunos profesionales se guían en normas que no tienen actualizaciones recientes que ha realizado la AASHTO, entonces se pueden presentar pequeñas incongruencias al momento de diseñar la superestructura de puentes.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Los criterios de diseño de la superestructura de un puente especificados en la norma AASHTO 2014 serán adaptados a las condiciones del Ecuador con la ayuda de la norma NEC-15, tomando en consideración que las cargas de viento, sismo y otras a considerar son diferentes que las que se encuentran en Estados Unidos. Esto permitirá poseer criterio de diseño de la superestructura de un puente aplicando las condiciones que se encuentran en Ecuador.

Esta investigación podría servir para que los profesionales en Ecuador tengan un material de ayuda novedoso y actualizado al momento de diseñar la superestructura de un puente. Además, se pretende que sirva como bibliografía básica de teoría de diseño de puentes para estudiantes de pregrado y ofertar postgrado a ingenieros que se graduaron usando normas desactualizadas.

El procedimiento utilizado para el desarrollo de la presente investigación estará basado principalmente en investigaciones y recopilación de información proveniente de manuales, bibliografía y las Normas AASHTO 2014, NEC-15 y NEVI-12. Para posteriormente realizar una propuesta de adaptación al Ecuador.

Mediante la presente investigación se busca realizar una guía actualizada que cumpla con las condiciones de nuestro país, que sirva de ayuda en la asignatura de puentes para estudiantes que están cursando la carrera de Ingeniería Civil y para que los profesionales que se dedican al diseño y construcción de la superestructura de puentes tengan material de apoyo. Podría ser un punto de partida para su inclusión en la Norma Ecuatoriana sobre este tema.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 PUENTES

2.1.1 HISTORIA

Para poder conocer el funcionamiento, cambio y/o evolución de los puentes es sumamente necesario saber su historia, ya que con esta se tendrá conocimientos de una fuente confiable y que no está basada en supuestos. Estas obras son la solución para poder superar obstáculos ya sean estos ríos, cañones, depresiones, etc. Para que de esta forma se pueda generar una comunicación entre los poblados, dependiendo de cada época se han utilizado materiales diferentes empezando desde la madera hasta llegar al concreto y acero. (Muñoz, 2012)

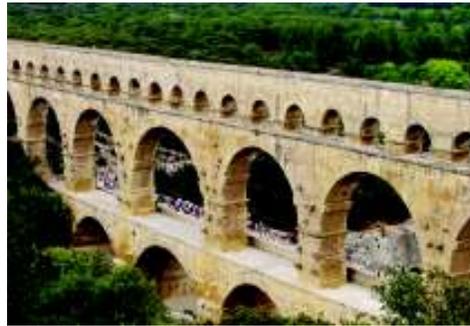
FIGURA 2.1 Puentes Antiguos



FUENTE: (Revista Clubs , 2017)

El material que más utilizó el hombre para la construcción de los puentes fue la piedra, el cual es duradero y mucho más fuerte que la madera, el uso de este material se remonta a la época de los romanos, los que usaban piedra para construir sus puentes, acueductos, monumentos e iglesias, se calcula que los romanos construyeron alrededor de 2000 puentes distribuidos en lo que en esa época era el imperio romano. (Muñoz, 2012)

FIGURA 2.2 Pont du Gard (Provenza, Francia)



FUENTE: (Lérida, 2007)

Para poder construir puentes con mayores luces es necesario incluir al acero en la construcción, según los estudios realizados en aquella época se determinó que el acero puede soportar esfuerzos a tracción y el hormigón esfuerzos a compresión.

Para posteriormente dar paso al concreto preesforzado, cuyo precursor fue el ingeniero Eugene Freyssinet de origen francés el cual demostró en 1911 que al usar este tipo de hormigón tiene como ventaja la obtención de puentes con mayores luces en comparación con el hormigón armado. (Muñoz, 2012)

2.1.1.1 **Reseña Histórica Nacional**

La necesidad de construir puentes es muy notable a medida que los países empiezan su desarrollo y Ecuador no fue la excepción, con el pasar del tiempo los habitantes notaron que necesitaban conectar pueblos, cruzar acantilados, llegar a costas, etc. (Vega, 1997)

Pero todo esto empieza con la llegada de los europeos al Tahuantinsuyo, estos al llegar fueron sorprendidos al tener que utilizar los puentes construidos por los indígenas, estos eran de “bejuco”¹ o de “hamaca”, eran resistentes para el paso de personas y llamas, pero los europeos se sintieron intimidados ya que su tecnología solo realizaba puentes de mampostería o madera y estos resistían el paso de caballos y tropas.

¹ Bejuco: liana, bambú, caña

FIGURA 2.3 Puente de bejuco



FUENTE: (Grimaldo, 2017)

Con esto los europeos instauraron ordenanzas para que los puentes sean construidos de materiales más fuertes como mampostería o madera.

Y es así que en Cuenca y en otras ciudades como Quito empezaron la construcción de varios puentes de mampostería y piedra.

Por el año 1800 en donde se producían las guerras de independencia y que inmediatamente desencadenaron los movimientos rebeldes de 1809 acontecidos en Quito, Cuenca se convierte en refugio de la Audiencia Española y con esto se empieza a dotar nuevamente a la ciudad de puentes, pero ahora estos serían construidos con materiales más duraderos, tendrían cal y ladrillo. Entonces se construyó el puente de Vado figura 2.4, el cual se mantuvo en pie hasta el año 1950. (Vega, 1997)

FIGURA 2.4 Puente de Vado



FUENTE: (Vega, 1997)

Unos años después se construye el puente de Todos Santos el cual sería de cal y canto, este puente es hoy en día conocido como el Puente Roto.

FIGURA 2.5 Puente de Todos Santos



FUENTE: (Vega, 1997)

Todos estos puentes fueron destruidos por crecidas, los puentes vistos anteriormente se destruyeron debido a la “Gran crecida de 1950” en Cuenca. Al mirar estos acontecimientos las personas se veían cada vez más obligadas a construir puentes de mayor resistencia, entonces incorporaron materiales como el hormigón. (Vega, 1997)

Entonces aparece un puente en Ecuador que se transformó en un icono, es el puente de la Unidad Nacional. La obra debía realizarse durante la presidencia del Dr. Camilo Ponce Enríquez, pero por razones políticas se archivaron muchos años más, y entonces en la gobernación del Sr. Clemente Yerovi empezaron la construcción del puente, este puente significo mucho para los guayaquileños ya que con esto tendrían mejoras para la región. Es por esto que se lo llamo puente de la Unidad Nacional atraviesa el rio Daule y Babahoyo. (Avilés, 2017)

FIGURA 2.6 Puente de la Unidad Nacional



FUENTE: Propia

2.1.2 COMPONENTES PRINCIPALES

FIGURA 2.7 Componentes principales de un puente



FUENTE: (Muñoz, 2012)

- **Puente**

“Se define un puente como cualquier estructura que tenga una abertura no inferior a 20 pies (6.096 m) que forme parte de una carretera o que esté situada sobre o debajo de una autopista” (AASHTO, 2014).

- **Estructura**

Son los miembros o conjunto de miembros que forman parte resistente o soportante del puente. Un puente está formado por: superestructura e infraestructura.

- La superestructura incluye todos los componentes que hacen parte del tablero, tales como: losas, riostras, vigas, armadura, arco, cables, tirantes, catenaria, anclajes, bordillos, andenes, barandas, juntas de dilatación, apoyos, pavimento, drenes y separadores.
- La infraestructura contiene: pilas, pilones, estribos, cimentaciones, torres y las aletas con su correspondiente cimentación.

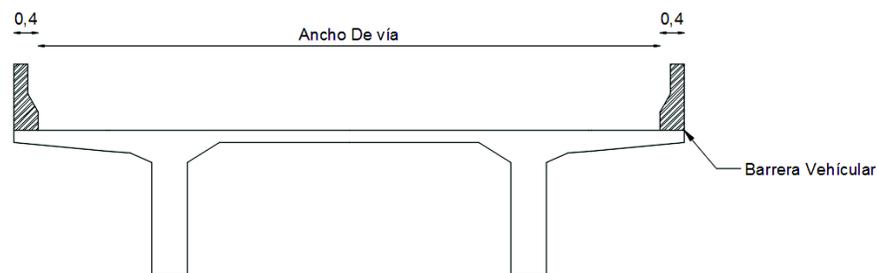
- **Tablero de puente**

Son conjuntos de elementos que crean la superficie por la que circulan los vehículos.

- **Sección Transversal**

La sección transversal no debe poseer un ancho menor que el del acceso, esta sección puede contener vías de circulación, bermas ciclovías, barandas, drenajes, etc.

FIGURA 2.8 Sección Transversal de un puente



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

- **Losa de Transición**

Es un elemento de transición entre el terraplén y el puente. Este elemento atenúa el cambio brusco entre un material muy deformable el cual lo posee el terraplén y la estructura más rígida del piso del puente, se deben diseñar con un mínimo peralte el cual corresponde a 0.20m.

- **Aparatos de apoyo**

Estos se encargan de transferir las cargas de la superestructura hacia la subestructura del puente. Se diseñan teniendo en cuenta los movimientos de las estructuras de los puentes debidos a los cambios de temperatura o de rotación debido a las deformaciones de los elementos.

- **Luz o claro**

Distancia horizontal entre los apoyos de un elemento estructural.

- **Ancho de vía**

Longitud libre entre barreras o bordillos, siempre que sea factible los puentes deben construirse de manera que cumpla con el carril de diseño estándar y las bermas necesarias.

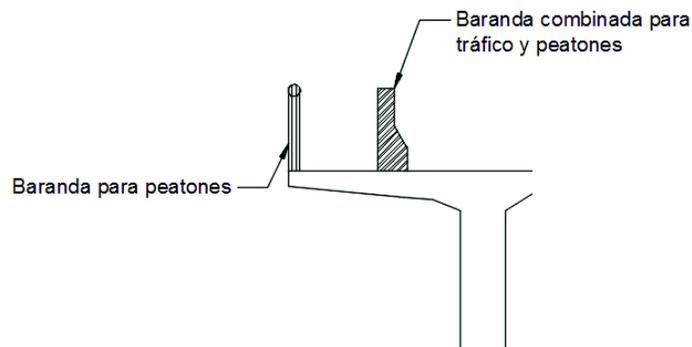
- **Bermas**

Espacio usado para reducir la velocidad de los automotores que se estacionan por situaciones de emergencia.

- **Veredas o Aceras**

Espacio único, dejado para peatones, este está comprendido entre barreras o un bordillo y una barrera.

FIGURA 2.9 Veredas peatonales



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

- **Gálibo**

“Se define como la distancia que existe entre la parte inferior de la superestructura y el nivel medio del curso de agua. Es un parámetro importante para la navegación de busques por debajo de un puente y está relacionado a la franquía, que es la distancia entre la parte inferior de la superestructura y el nivel de la máxima crecida conocida. Existen 3 gálibos conocidos:

- De navegación:** estos gálibos deben establecerse en cooperación con las autoridades que tengan jurisdicción sobre las vías acuáticas del sitio.
- Vertical sobre carreteras:** Debe investigarse la posibilidad de la reducción del galibo debido asentamiento de estructuras del paso a

desnivel, si el asentamiento excede en 2,5 cm debe añadirse el galibo especificado. El galibo de soporte de señales y de pasos elevados peatonales debería ser 30cm mayor que el galibo de la estructura, y el galibo entre la calzada a la cuerda inferior de vigas en celosía no deberá ser menor que 5,5 m.

- c) Horizontal en carreteras:** El ancho del puente no debe ser menor que el de la carretera que lo cruza, incluyendo las bermas o bordillos, cunetas y aceras” (AASHTO, 2014).

- **Juntas**

Son los elementos de la estructura de un puente que garantizan la continuidad del pavimento en la unión de dos tramos adyacentes y que a su vez impiden la acumulación de elementos extraños en esa zona, de modo que se desarrolle la libre dilatación o contracción de los elementos que conforman el tablero por efecto de cambios bruscos de temperatura.

2.1.3 TIPOLOGÍA

“Los puentes se pueden categorizar en diferentes tipos, dependen de varias consideraciones tales como: el material utilizado, el sistema de construcción, su uso, el sistema estructural predominante, etc.” (IECA, 2013)

La superestructura de un puente se clasifica:

a) Según sus materiales

- Concreto
- Concreto reforzado
- Concreto pre-esforzado
- Acero
- Mixto (Acero y Concreto)
- Madera
- Concreto ciclópeo
- Mampostería
- Piedra

b) Según su sección transversal

- Losa

- Losa y vigas
 - Viga cajón
 - Armadura de paso inferior
 - Armadura de paso superior
 - Armadura de paso intermedio
 - Arco superior
 - Arco inferior abierto
 - Arco inferior cerrado
- c) Según su sección longitudinal
- Simplemente apoyado constante y variable
 - Simplemente apoyado (Luces múltiples)
 - Continuo constante y variable
 - Pórticos sencillos y múltiples
 - Pórtico en pie de amigo
 - Voladizos sucesivos
 - Colgante
 - Atirantado con forma de arpa, forma de haz o abanico.
- d) Según su superficie de rodamiento
- Mezcla asfáltica
 - Concreto
 - Acero
- e) Según sus juntas de dilatación
- Placa de acero
 - Junta dentada
 - Acero con neopreno
 - Bloque de neopreno
 - Junta de goma asfáltica
 - Junta de carbón asfáltico
- f) Según sus apoyos
- Juntas de construcción
 - Balancín de concreto
 - Placa de neopreno

- Apoyo fijo hecho de acero
 - Apoyo para evitar el deslizamiento
 - Balancín hecho de acero
 - Apoyo de rodillos
 - Basculante
- g) Según sus barandas
- Mampostería sólida
 - Concreto sólido
 - Concreto con pasamanos metálicos
 - Construcción metálica ligera
 - Parte integral de la superestructura (Muñoz, 2012)

2.1.3.1 Fotografías Tipos de Puentes en Ecuador

FIGURA 2.10 Puente de hormigón pretensado sobre el río Chiche



FUENTE: Propia

FIGURA 2.11 Puente Cercha de acero de la Isla Santay



FUENTE: Propia

FIGURA 2.12 Puente de bahía San Vicente



FUENTE: Propia

FIGURA 2.13 Puente de ladrillo calle la Ronda, Quito



FUENTE: Propia

FIGURA 2.14 Puente el Citado (Pallatanga- Bucay)



FUENTE: (Carrera, 2016)

FIGURA 2.15 Puente Colgante ubicado en Quevedo



FUENTE: Propia

FIGURA 2.16 Puente atirantado Humberto Alvarado (Quevedo)



FUENTE: Propia

FIGURA 2.17 Puente Basculante Isla Santay



FUENTE: (ANDES 2014)

2.2 CRITERIOS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO

“Los estudios de ingeniería definitivos deben cubrir todos los aspectos indispensables para la consecución de los diseños que permitan a su vez la construcción del puente.

El informe técnico de cada especialidad, debe estar suscrito por el profesional responsable, para facilitar la revisión en las diferentes áreas.” (Cabezas, 2014)

2.2.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

“Se requiere realizar levantamientos topográficos que sirvan para el diseño estructural de los puentes, y específicamente se requiere de una topografía ampliada en el sitio de implantación de los puentes, la que servirá de base la ubicación. Se deberá realizar levantamientos topográficos en un área mínima que permita cuantificar la información completa, tanto hidráulica, hidrológica de los puentes y hacer constar aquellas obras civiles que por diversos motivos deban ser tomadas en cuenta. Se levantará la topografía, en los sitios de inestabilidad de taludes a la entrada de cada puente, de ser imprescindibles.

La superficie requerida para los proyectos es de 4 ha y estará limitada como mínimo 100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo, debe abarcar el área de conexión de la vía, que servirá para el diseño de las estructuras, así como de obras complementarias como encauzamientos, protecciones, defensas” (Cabezas, 2014).

2.2.2 ACCESOS

“Se requiere considerar el estudio de los accesos como una conjunción entre la carretera y el puente, a fin de solventar adecuadamente el ingreso y salida vehicular, para lo que se realizará el replanteo, nivelación y la obtención de perfiles transversales, adicionalmente se tomará las referencias que el caso lo requiera. Con esta información se debe realizar el proyecto horizontal y vertical que permita enlazar la rasante del puente con la rasante de la carretera” (Cabezas, 2014).

2.2.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO

“Consiste en determinar los diferentes parámetros hidrológicos e hidráulicos, que permitan el cálculo, diseño y dimensionamientos del puente a ser construido, así como las cotas correspondientes a caudales normales y caudales de máxima creciente para un período de retorno de 100 años, adicionalmente un estudio que

permita estimar la socavación del cauce en los sitios de implantación, a fin de conocer la estabilidad de las estructuras en su cimentación.

Los procedimientos del estudio se basan en modelos computacionales que existen para resolver los problemas que enfrenta la hidrología superficial y el diseño hidráulico fundamentado en las sugerencias, regulaciones y normas emitidas por el MTOP para el efecto.

En el estudio hidrológico, se debe tomar como mínimo, una cartografía actualizada, estudios geomorfológicos y de dinámica fluvial, análisis de lluvias mediante información de estaciones hidro-meteorológicas locales y regionales y análisis de caudales” (Cabezas, 2014).

2.2.4 ESTUDIO DE IMPACTOS Y MITIGACIÓN AMBIENTAL

“Reconocer, detallar y estimar los impactos ambientales significativos, permanentes o temporales, indirectos y directos que ocurran durante la ejecución de los trabajos, operación y mantenimiento de los puentes.

Definir las medidas ambientales, propuestas de acuerdo a las fases de identificación y evaluación de impactos, traducidas en especificaciones particulares del proyecto, incluyendo: presupuestos, planos, cantidades de obra, esquemas, etc., que formarán parte de los estudios definitivos” (Cabezas, 2014).

2.2.5 VIDA ÚTIL DEL PUENTE

“La elección del tiempo de funcionamiento de un puente se realiza esperando que el desarrollo futuro aumente la capacidad deseada, la opción está entre construir un puente de bajo costo hasta que ocurra el desarrollo o construir una estructura de mayores dimensiones y costo pero que hará frente a las necesidades futuras, es decir, los fondos disponibles son los que determinan el diseño de la vida útil del puente” (Ramirez & Leon, 2010).

2.3 MATERIALES Y PROPIEDADES

2.3.1 PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

Los materiales usados para la elaboración del hormigón son: agua, agregado fino, agregado grueso y cemento, este tipo de materiales es fácil de encontrar en todo el país y pueden mezclarse para formar cualquier tipo de estructura. “La gran

disponibilidad y flexibilidad de materiales de hormigón y aceros de refuerzo han hecho de los puentes de hormigón armado una alternativa muy competitiva. Los puentes de hormigón armado usualmente proveen un costo de mantenimiento relativamente bajo y un mejor comportamiento frente a movimientos sísmicos” (Ramirez & Leon, 2010).

2.3.1.1 Propiedades del hormigón

- **Resistencia a la compresión**

Los requisitos para f'_c deben basarse en ensayos de cilindros a los 28 días de su elaboración. Los valores más altos de la resistencia media se obtienen para hormigones sin registros estadísticos, que generalmente son los elaborados en obra y dosificados en volumen, debido a que, estos presentan una mayor variabilidad por sus propios procesos de producción.

El supervisor debe verificar que el diseño del hormigón presentado por el constructor obedece a estos criterios y asegura que se obtendrá en obra una resistencia a la compresión promedio superior a la especificada f'_c ” (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

“Solo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Solo se deberían utilizar resistencias superiores a 35 MPa si se verifica que los materiales necesarios para lograr estas resistencias están disponibles para la obra.

Para hormigones estructurales de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada al aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación. El hormigón de baja resistencia generalmente solo se utiliza en situaciones en las cuales el peso resulta ser un factor crítico (AASHTO, 2014).

Se usarán los siguientes valores de resistencia especificado a la compresión:

- Concreto seco o protegido contra la humedad (C0) $f'_c \text{min} = 17 \text{ MPa}$.
- Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros (C1) $f'_c \text{min} = 17 \text{ MPa}$.
- Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos, congelantes, sal, agua salubre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen (C2) $f'_c \text{min} = 35 \text{ MPa}$.

Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con concreto liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que los elementos comparables hechos con concreto de peso normal de la misma resistencia (ACI-318, 2014).

Se usarán los siguientes valores de resistencia especificado a la compresión:

- Valor mínimo para el hormigón normal: $f'_c = 21 \text{ MPa}$.
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano: $f'_c = 35 \text{ MPa}$ (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

Se usarán los siguientes valores de resistencia especificado a la compresión:

- Obras de gran envergadura Puentes. Losa superior de alcantarillas de tráfico directo. Elementos prefabricados. Tanques y reservorios: $f'_c > 35 \text{ MPa}$.
- Losas, vigas, viguetas, columnas, nervaduras de acero, alcantarillas de cajón, estribos, muros, zapatas armadas: $21 < f'_c < 35 \text{ MPa}$.

Donde:

f'_c Resistencia especificada a la compresión del hormigón (MPa) (NEVI-12, 2013).

- **Módulo de Elasticidad**

“El módulo de elasticidad para el hormigón, E_c (GPa), se lo puede obtener realizando el cálculo que se muestra en la siguiente ecuación:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \text{ (GPa)} \quad (2.1)$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa).

E_a Módulo de elasticidad para el agregado (GPa).

f'_c Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

Con esta ecuación se puede obtener una mejor estimación del módulo de elasticidad del hormigón (E_c) para los materiales que posee Ecuador. Será usada para la estimación de las deflexiones producidas por cargas estáticas y a niveles de servicio de elementos a flexión de hormigón armado o pretensado” (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

TABLA 2.1 Módulo de elasticidad de los agregados según la procedencia (E_a)

Tipo	Procedencia	E_a (Gpa)
Caliza (Formación. San Eduardo)	Guayaquil - Guayas	67.9
Chert (Formación. Guayaquil)	Guayaquil - Guayas	15.8
Diabasa (Formación. Piñon)	Chivería - Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales - Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñon)	Picoazá - Manabí	52.5
Basalto	Pifo - Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones - El Oro	110.5
Volcánica	La Península - Tungurahua	17.5

FUENTE: (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

“Para hormigones de densidad normal el módulo de elasticidad será calculado tal como sigue:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c} \quad (GPa) \quad (2.2)$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad del hormigón (GPa)

f'_c Resistencia a compresión del hormigón (MPa)” (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

“En ausencia de información el módulo de Elasticidad del concreto (E_c) para hormigones con una densidad comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 * K_1 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (2.3)$$

Donde:

K_1 Factor de corrección para la fuente de donde se obtuvo el agregado, se tomará como 1 a menos que se determine lo contrario con una prueba física.

γ_c Densidad del hormigón (kg/m^3).

f'_c Resistencia especificada del hormigón (MPa).

Para concreto de densidad normal con $\gamma_c = 2320 \text{ } kg/m^3$, E_c puede tomarse como:

$$E_c = 4800 * \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (2.4)$$

f'_c Resistencia a compresión del hormigón (MPa)” (AASHTO, 2014).

“El módulo de elasticidad se define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión **0.45 f’c**. El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y la dosificación de la mezcla del concreto.

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (2.5)$$

Donde:

γ_c Densidad del hormigón (kg/m^3).

f'_c Resistencia especificada del hormigón (MPa).

Para concreto de peso normal se usará la siguiente ecuación.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (2.6)$$

Donde:

f'_c Resistencia especificada del hormigón (MPa)” (ACI-318, 2014).

Ejemplo: Determinar el módulo de elasticidad con las diferentes normas suponiendo una resistencia a la compresión $f'_c = 30 \text{ } MPa$, peso específico $\gamma_c = 2400 \text{ } kg/m^3$ y que se usarán materiales de la ciudad de Quito.

- NEC-2015:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \text{ (GPa)} \quad (2.1)$$

$$E_a = 27.2 \text{ GPa} \quad (\text{Tabla 2.1})$$

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{27.2} * \sqrt{30}$$

$$E_c = 18.94 \text{ GPa} = 18942.97 \text{ MPa}$$

Para hormigón de densidad normal donde $\gamma_c = 2287 \text{ kg/m}^3$,

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c} \text{ (GPa)} \quad (2.2)$$

$$E_c = 4.7 * \sqrt{30}$$

$$E_c = 25.74 \text{ GPa} = 25742.96 \text{ MPa}$$

- AASHTO-2014

$$E_c = 0.043 * K_1 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.3)$$

$$E_c = 0.043 * 1 * 2400^{1.5} * \sqrt{30}$$

$$E_c = 27691.47 \text{ MPa}$$

Para hormigón de densidad normal donde $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$,

$$E_c = 4800 * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.4)$$

$$E_c = 4800 * \sqrt{30}$$

$$E_c = 26290.68 \text{ MPa}$$

- ACI-2014

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.5)$$

$$E_c = 0.043 * 2400^{1.5} * \sqrt{30}$$

$$E_c = 27691.47 \text{ MPa}$$

Para hormigón de densidad normal donde $\gamma_c = 2287 \text{ kg/m}^3$,

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.6)$$

$$E_c = 4700 * \sqrt{30}$$

$$E_c = 25742.96 \text{ MPa}$$

Como se puede observar en los resultados, el módulo de elasticidad para el caso de Ecuador varía de acuerdo al lugar de procedencia de los materiales, como es la única investigación que se tiene en las normas ecuatorianas para este efecto, se usará esta ecuación para determinar este valor, pero en caso de no conocer el origen de los materiales se utiliza la ecuación descrita por la norma AASHTO-2014.

El módulo de elasticidad, E_c , para el caso de un hormigón de densidad normal presenta variación debido al valor que se usa para esta definición, siendo $\gamma_c = 2287 \text{ kg/m}^3$ para el caso de Ecuador (NEC-15) y $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ para el caso de Estados Unidos (AASHTO-2014).

- **Módulo de Ruptura**

El módulo de ruptura, f_r , para concreto debe calcularse con:

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (2.7)$$

Donde el valor de λ debe cumplir con:

TABLA 2.2 Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85
Arena, Liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

FUENTE: (ACI-318, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

“A menos que se determine mediante ensayos físicos el módulo de rotura, f_r en MPa, para resistencias especificadas del concreto de hasta 100 MPa puede tomarse como:

- Para concreto de peso normal:

Excepto como se especifica abajo. $0.62 \sqrt{f'_c}$

Cuando se use para calcular el momento de fisuración de un miembro de sección preesforzada.

$$0.52 \sqrt{f'_c}$$

- Para concreto liviano:

Para concreto de arena liviana. $0.52 \sqrt{f'_c}$

Para los demás concretos livianos. $0.44 \sqrt{f'_c}$

Cuando se usen ensayos físicos para determinar el módulo de rotura, estos ensayos deben realizarse de acuerdo con la AASHTO T97 y deben ejecutarse sobre concreto con las mismas proporciones y materiales que los especificados para la estructura” (AASHTO, 2014).

- **Coefficiente de expansión térmica**

“El coeficiente de expansión térmica debe determinarse por medio de ensayos de laboratorio sobre la mezcla específica que se usará.

A falta de datos más precisos, el coeficiente térmico de expansión puede tomarse como:

- Para concreto con peso normal: $1.08 * 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$
- Para concreto liviano: $0.9 * 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ” (AASHTO, 2014).

- **Relación de Poisson**

“A menos que se determine por ensayos físicos, la relación de Poisson puede suponerse igual a 0.2. Para elementos de concreto que se esperan puedan agrietarse, el efecto de la relación de Poisson puede no tenerse en cuenta” (AASHTO, 2014).

Según NEC-15 (2015), la relación de Poisson del hormigón puede determinarse con la norma ASTM C469.

En la norma ASTM C469-02 se puede encontrar el procedimiento del ensayo para la determinación del coeficiente de Poisson, con lo cual se resume el cálculo del módulo a la siguiente expresión.

$$\mu = \frac{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1})}{(\varepsilon_2 - 0.000050)} \quad (2.8)$$

Donde:

μ Coeficiente de Poisson

S1 Tensión correspondiente a la deformación longitudinal ε_1

S2 Tensión correspondiente al 40% de la carga última.

ε_{t2} Deformación transversal a la mitad de la muestra producida por la tensión S2.

ε_{t1} Deformación transversal a la mitad de la muestra producida por la tensión S1.

En caso de que no exista un ensayo se asumirá un coeficiente de Poisson de 0.2.

- **Resistencia a la tracción**

“La resistencia a la tracción puede determinarse usando ASTM C900, o el método de resistencia al hundimiento de acuerdo con AASHTO T198 (ASTM C496).

En la norma ASTM C496-96 se encuentra descrito el ensayo para la determinación de la resistencia a la tracción la cual obedece a la siguiente expresión:

$$T = \frac{2P}{\pi ld} \quad (2.9)$$

Donde:

T Resistencia a la tracción, psi (kPa),

P Máxima carga aplicada indicada por la máquina de ensayo, lbf (kN)

l Longitud, in. (m)

d Diámetro, in. (m)” (AASHTO, 2014)

2.3.1.2 Propiedades del acero de refuerzo

- **Módulo de Elasticidad acero no preesforzado**

“El módulo de elasticidad, E_s , para barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200 GPa” (ACI-318, 2014).

“El módulo de elasticidad, E_s del acero de refuerzo puede suponerse igual a 200 GPa” (AASHTO, 2014).

“El módulo de elasticidad E_s del acero de refuerzo es igual a 200 GPa” (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

“Si no se especifica en los planos, el acero de refuerzo deberá ser de grado A42” (NEVI-12, 2013).

- **Resistencia a la fluencia**

“La resistencia nominal de fluencia debe ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que resistencias de fluencia mayores que 520 MPa no deben usarse para fines de diseño. La resistencia de fluencia, o grado, de las barras o alambres debe indicarse en los planos y en los documentos contractuales. Las barras con resistencia de fluencia menores a 420 MPa deben usarse solamente con la aprobación del propietario” (AASHTO, 2014).

“Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para aceros de preesforzado y para los refuerzos transversales en espiral” (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

“El valor de la resistencia a la fluencia debe ser 420 MPa para sistemas sísmicos especiales que están sometidos a flexión, fuerza axial y retracción, y temperatura” (ACI-318, 2014).

“El acero de refuerzo tendrá un límite a la fluencia de 420 MPa y forma de varillas milimetradas y corrugadas” (NEVI-12, 2013).

- **Módulo de Elasticidad acero preesforzado**

“Si no se dispone de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de preesforzado, con base en área transversal nominal pueden tomarse como:

Para cables $E=197 \text{ GPa}$

Para barras $E=207 \text{ GPa}$ " (AASHTO, 2014)

"Los valores utilizados normalmente para el módulo de elasticidad del acero preesforzado E_p normalmente están entre 197 GPa y 200 GPa, pueden ser necesarios valores más precisos, basados en ensayos o informes del fabricante, para verificar la elongación durante el tensionamiento" (ACI-318, 2014).

2.3.2 PUENTES DE ACERO

2.3.2.1 Propiedades del acero estructural

- **Módulo de Elasticidad**

"El módulo de elasticidad se supondrá igual a 200 GPa para todos los aceros estructurales" (AASHTO, 2014).

"El módulo de elasticidad del acero será tomado como $E= 200 \text{ GPa}$ " (NEC-15, Estructuras de Acero, 2015).

"El módulo de elasticidad del acero estructural es igual a 200 GPa" (A.I.S.C, 2016).

- **Resistencia a la fluencia**

"Los aceros estructurales deberán satisfacer los requisitos mínimos especificados en la tabla 2.3, y el diseño de los mismos se realizaran en base a las propiedades mínimas indicadas" (AASHTO, 2014).

TABLA 2.3 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural

Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por forma, resistencia y espesor								
Designación AASHTO	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Designación Equivalente ASTM	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Espesor de placas	hasta 102 mm	hasta 102 mm	No aplica	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 64 mm	Mayor que 64 mm a 102 mm
Perfiles	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Resistencia mínima a la tracción F_u , Mpa	400	450	450	485	485	585	760	690
Punto de fluencia mínimo especificado o Resistencia mínima especificada a la fluencia F_y , Mpa	250	345	345	345	345	485	690	620

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- **Coefficiente de expansión térmica**

“El coeficiente de expansión térmica de todos los grados de acero estructural será asumido como $11,7 \times 10^{-6}$ mm/mm/ °C” (AASHTO, 2014).

CAPÍTULO 3

MATERIALES Y PROPIEDADES

3.1 PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

En el capítulo 2 se analizó las propiedades y características del hormigón armado, se describió las definiciones y fórmulas que usan las diferentes normas para éste propósito, con el objetivo de realizar comparaciones y determinar las expresiones matemáticas que se acoplan a la realidad de Ecuador.

El hormigón deberá satisfacer las disposiciones de este capítulo en cuanto a materiales y propiedades.

3.1.1 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

3.1.1.1 Resistencia a la Compresión

En el literal 2.3.1.1 se encuentran especificados los valores de resistencia a la compresión que se usa en cada una de las normas, debido a que la Norma NEC-15 y NEVI-12 son las únicas que están referidas al país, serán estos los valores tomados en consideración.

En el presente proyecto se van a usar los valores de resistencia a la compresión del hormigón siguientes:

- Resistencia mínima para el hormigón de densidad normal $f'_c = 21 \text{ MPa}$
- Resistencia máxima para elementos de hormigón liviano $f'_c = 35 \text{ MPa}$

3.1.1.2 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad es una medida de la resistencia a la deformación del hormigón, la norma NEC-15 describe una expresión matemática que se ajusta a los áridos que se disponen en Ecuador según su lugar de procedencia, por esta razón se usa la siguiente ecuación:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \text{ (GPa)} \quad (2.1)$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

E_a Módulo de elasticidad para el agregado (GPa)

f'_c Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

El módulo de elasticidad de los agregados (E_a) depende del lugar de procedencia de los mismos. Estos valores se encuentran tabulados a continuación:

TABLA 3.1 Módulos de elasticidad de agregados

Tipo	Procedencia	E_a (Gpa)
Caliza (Formación. San Eduardo)	Guayaquil - Guayas	67.9
Chert (Formación. Guayaquil)	Guayaquil - Guayas	15.8
Diabasa (Formación. Piñon)	Chivería - Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales - Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñon)	Picoazá - Manabí	52.5
Basalto	Pifo - Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones - El Oro	110.5
Volcánica	La Península - Tungurahua	17.5

FUENTE: (NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, 2015)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

En caso de no conocer la procedencia de los materiales que se usarán en la elaboración del hormigón se hará uso la expresión matemática utilizada en la norma AASHTO-2014 para determinar el módulo de elasticidad en donde se especifica que:

$$E_c = 0.043 * K_1 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (2.3)$$

Donde:

K_1 Factor de corrección para la fuente de donde se obtuvo el agregado, se tomará como 1 a menos que se determine lo contrario con una prueba física.

γ_c Densidad del hormigón (kg/m^3).

f'_c Resistencia especificada del hormigón (MPa)

Para concreto de densidad normal con $\gamma_c = 2320 \text{ kg}/\text{m}^3$, E_c puede tomarse como:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (2.4)$$

3.1.1.3 Módulo de Ruptura

Para este coeficiente se tiene únicamente la norma ACI-318S-14 y la norma AASHTO-2014, se usará la segunda debido a que esta norma está orientada para el diseño de la superestructura de puentes y la primera norma se rige al diseño de edificaciones.

A menos que el módulo de rotura, f_r , en MPa se determine mediante ensayos físicos, para resistencias de hasta 100 MPa se pueden escoger valores como:

- Densidad normal:

Cuando se use para calcular el momento de fisuración de un miembro de sección preesforzada.

$$0.52 \sqrt{f'c}$$

Caso contrario

$$0.62 \sqrt{f'c}$$

- Para concreto liviano:

Para concreto de arena liviana.

$$0.52 \sqrt{f'c}$$

Para los demás concretos livianos.

$$0.44 \sqrt{f'c}$$

Cuando se usen ensayos físicos para determinar el módulo de rotura, estos ensayos deben realizarse de acuerdo con la AASHTO T97 y deben ejecutarse sobre concreto con las mismas proporciones y materiales que los especificados para la estructura

3.1.1.4 Coeficiente de expansión térmica

Para este coeficiente únicamente contamos con lo descrito por la norma AASHTO-2014, por lo usaremos sus valores correspondientes.

El coeficiente de expansión térmica debe determinarse por medio de ensayos de laboratorio sobre la mezcla específica que se usará.

A falta de datos más precisos, el coeficiente térmico de expansión puede tomarse como:

- Para concreto con peso normal: $1.08 * 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$
- Para concreto liviano: $0.9 * 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

3.1.1.5 Relación de Poisson

La Norma Ecuatoriana de la construcción remite a un ensayo físico para determinar esta relación, a falta de este procedimiento se usa el valor propuesto por la AASHTO-2014.

La relación de Poisson se puede tomar como 0.2. Para miembros de concreto que puedan agrietarse, el efecto de la relación de Poisson puede no tomarse en cuenta.

3.1.1.6 Resistencia a la tracción

Para la obtención de la resistencia a la tracción se cuenta únicamente con lo descrito por la AASHTO.

La resistencia a la tracción puede obtenerse usando ASTM C900, o también el método de resistencia al hundimiento de acuerdo con AASHTO T198 (ASTM C496).

En la norma ASTM C496-96 se encuentra descrito el ensayo para la obtención de la resistencia a la tracción la cual obedece a la siguiente expresión:

$$T = \frac{2P}{\pi ld} \quad (2.9)$$

Donde:

T Resistencia a la tracción, psi (kPa),

P Máxima carga aplicada indicada por la máquina de ensayo, lbf (kN)

l Longitud, in. (m),

d Diámetro, in. (m)

3.1.2 PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO

3.1.2.1 Módulo de elasticidad acero no preesforzado

Todas las normas concuerdan que para barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200 GPa.

3.1.2.2 Resistencia a la fluencia

Las normas consultadas coinciden en que el valor mínimo de resistencia a la fluencia, f_y , para sistemas que están sometidos a flexión, fuerza axial, retracción y temperatura debe ser de 420 MPa, las barras de acero con resistencia a la fluencia menores a este valor se deberán usar únicamente si el propietario lo aprueba. Las

resistencias a la fluencia mayores a 520 MPa no pueden usarse para fines de diseño, valor considerado a partir de la norma AASHTO-2014 por ser una norma exclusiva para puentes.

3.1.2.3 Módulo de elasticidad acero preesforzado

Para este valor se tiene como referencia únicamente a la norma AASHTO que dice lo siguiente:

Si no se dispone de estudios para obtener el valor exacto, el módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo pueden tomarse como:

Cables	$E=197 \text{ GPa}$
Barras	$E=207 \text{ GPa}$

Los valores utilizados normalmente para el módulo de elasticidad del acero preesforzado E_p normalmente están entre 197 GPa y 200 GPa, pueden ser necesarios valores más precisos, basados en ensayos o informes del fabricante, para verificar la elongación durante el tensionamiento.

3.2 PUENTES DE ACERO

El acero en la actualidad ha permitido construir puentes con luces más grandes que tienen mayor resistencia, además de apresurar su construcción.

El acero para el diseño de puentes deberá satisfacer las especificaciones técnicas mencionadas en este capítulo.

3.2.1 PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL

3.2.1.1 Módulo de elasticidad

Todas las normas especifican que el módulo de elasticidad debe ser tomado como 200 GPa, por lo que se usa este valor para el diseño.

3.2.1.2 Resistencia a la fluencia

Para la determinación de la resistencia a la fluencia del acero se cuenta únicamente con lo especificado por la norma AASHTO-2014 que dice lo siguiente:

Los aceros estructurales tienen que cumplir con los requisitos mínimos especificados en la tabla 3.2, y el diseño de los mismos se realiza en base a las propiedades mínimas indicadas.

TABLA 3.2 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural

Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por forma, resistencia y espesor								
Designación AASHTO	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Designación Equivalente	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	A709 / A709M	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
ASTM								
Espesor de placas	hasta 102 mm	hasta 102 mm	No aplica	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 64 mm	Mayor que 64 mm a 102 mm
Perfiles	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Resistencia mínima a la tracción Fu, Mpa	400	450	450	485	485	585	760	690
Punto de fluencia mínimo especificado o Resistencia mínima especifica a la fluencia Fy, Mpa	250	345	345	345	345	485	690	620

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

3.2.1.3 Coeficiente de expansión térmica

Para todos los grados de acero estructural se asume como $11,7 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C.

3.3 JUNTAS Y APOYOS

Para una correcta elección del tipo de apoyo y junta a ser utilizado se debe tener en cuenta las deformaciones debidas a la temperatura, flujo plástico y retracción de fraguado, acortamiento elástico debido al pre esfuerzo, carga de tráfico, tolerancias de construcción y otras causas en función del tiempo considerando el correcto funcionamiento del puente.

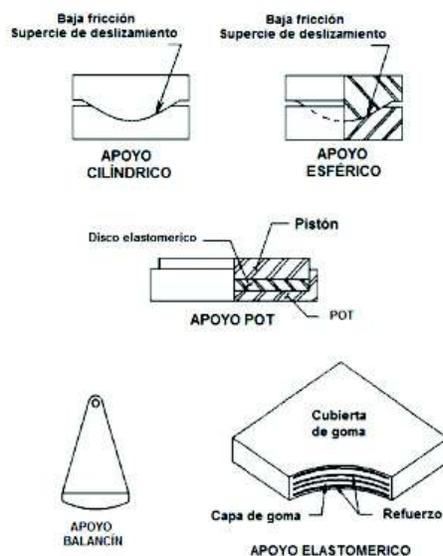
3.3.1 APOYOS

Un apoyo es un mecanismo que traslada las cargas facilitando la traslación y/o rotación.

Los apoyos, articulaciones y otros mecanismos de expansión se construirán de acuerdo a lo descrito en los planos.

Existen varios tipos de apoyos como:

FIGURA 3.1 Tipos comunes de apoyos



FUENTE: (AASHTO, 2014)

3.3.1.1 Apoyos metálicos de balancines y rodillos

Este tipo de apoyo son susceptibles de daño y no contienen ninguna parte deformable si la superestructura rota alrededor de un eje perpendicular al eje del apoyo. Son inapropiados para zonas sísmicas debido a que el cortante transversal causado por carga sísmica puede provocar un momento de vuelco sustancial.

Como Ecuador es una zona sísmica, no se considerará como una opción este tipo de apoyos.

3.3.1.2 Superficies deslizantes de PTFE

El PTFE (politetrafluoroetileno) pueden usarse en superficies deslizantes de los apoyos de la estructura para resistir traslación o rotación. La superficie PTFE debe fabricarse como lámina no llena, lámina llena y tela tejida con fibras de PTFE y otras fibras.

Para toda aplicación el espesor del PTFE debe ser de mínimo 1.5 mm después de la compresión. La lámina de bajo relieve de PTFE debe tener mínimo 4.8 mm de espesor cuando la dimensión máxima del PTFE sea menor o igual que 600 mm, y 6 mm cuando la máxima dimensión del PTFE es mayor que 600 mm.

3.3.1.3 Apoyos con superficies deslizantes curvas

Este apoyo consiste de dos partes metálicas con superficies curvas concurrentes que pueden ser cilíndricas de radios nominales iguales y con una interfaz de deslizamiento de baja fricción o esféricas.

3.3.1.3.1 Resistencia del apoyo

El radio de la superficie curva debe ser considerablemente grande para garantizar que la carga total de compresión en el estado límite de servicio sobre el área proyectada horizontal del apoyo, P_s , cumpla con lo siguiente:

- Para apoyos cilíndricos

$$P_s \leq \emptyset DW \sigma_{ss} \quad (3.1)$$

- Para apoyos esféricos

$$P_s \leq \emptyset \frac{\pi D^2 \sigma_{ss}}{4} \quad (3.2)$$

Donde:

P_s Carga total de compresión de las combinaciones de carga de servicio aplicables. (N)

D Diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en el plano horizontal (m).

σ_{ss} Esfuerzo máximo promedio de contacto en el estado límite de servicio permitido sobre el PTFE o sobre el bronce.

W Longitud del cilindro (m)

\emptyset Factor de resistencia, tomado igual a 1.0

3.3.1.3.2 Resistencia a carga lateral

La carga horizontal debe cumplir con:

- Para una superficie cilíndrica

$$H_s \leq 2RW \sigma_{ss} \sin(\psi - \beta - \theta_u) \sin\beta \quad (3.3)$$

- Para una superficie esférica

$$H_s \leq \pi R^2 \sigma_{ss} \sin(\psi - \beta - \theta_u) \sin\beta \quad (3.4)$$

En la cual:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{H_s}{P_D} \right) \quad (3.5)$$

$$\psi = \sin^{-1} \left(\frac{L}{2R} \right) \quad (3.6)$$

Donde:

- H_s Carga horizontal en las combinaciones de carga de servicio (N)
- L Longitud proyectada de la superficie deslizante perpendicular al eje de rotación (m)
- P_D Carga de compresión en el estado límite de servicio debido a cargas permanentes (N)
- R Radio de la superficie deslizante curva (m)
- β Ángulo entre la vertical y la carga resultante aplicada (rad)
- θ_u Ángulo máximo de rotación de diseño en el estado límite de resistencia (rad)
- ψ Semi-ángulo obtenido de la superficie curva (rad)

3.3.1.4 Apoyos tipo Pot

Es un apoyo que resiste la carga vertical mediante compresión de un disco de elastómero confinado en un cilindro de acero y que acopla la rotación por medio de deformación del disco. Las partes rotacionales del apoyo deben consistir mínimo de un cilindro de confinamiento, un disco elastomérico, un pistón y anillos sellantes.

La carga vertical encima del apoyo no debe ser menor al 20 % de la carga vertical de diseño.

La dimensión de los elementos del apoyo, deben satisfacer bajo la combinación más desfavorable de desplazamientos y rotaciones en el estado límite de resistencia con:

- El cilindro de confinamientos debe tener la profundidad suficiente para permitir que el sello y el borde del pistón se mantengan en contacto total con la cara vertical de la pared del cilindro de confinamiento.
- La unión entre componentes metálicos no debe imposibilitar deslizamientos o rotaciones adicionales

3.3.1.5 Apoyos de elastómero reforzado con acero

“Este tipo de apoyo está conformado por láminas de acero y elastómero alternadas, adheridos durante la vulcanización, en el que las cargas verticales son soportadas por compresión del elastómero y las rotaciones y movimientos paralelos a las capas del refuerzo se adaptan a la deformación del elastómero.

Para el diseño de este tipo de apoyos se conocen dos métodos, el método A que usualmente resulta en un apoyo con una capacidad inferior y el método B que resulta con una capacidad superior, pero que requiere ensayos y control de calidad adicionales” (AASHTO, 2014)

3.3.1.6 Apoyos de elastómero reforzado con acero-Método B

“Los apoyos de elastómero reforzado con acero consisten en capas alternadas de acero de refuerzo y elastómero (todas las capas del mismo espesor) adheridos entre sí” (AASHTO, 2014).

3.3.1.6.1 Factor de forma de una capa del apoyo de elastómero

El factor de forma de una capa del apoyo de elastómero, S_i , se define como el área en planta de la capa dividida por el área del perímetro libre de abultarse. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa se calcula así:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)} \quad (3.7)$$

Donde:

- L Dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo consideración (m)
- W Dimensión en planta del apoyo paralela al eje de rotación bajo consideración (m)
- h_{ri} Espesor de la i -ésima capa de elastómero (m)

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de una capa se calcula así:

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}} \quad (3.8)$$

Donde:

D Diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en el plano horizontal (m)

3.3.1.6.2 Deformaciones de cortante

El desplazamiento máximo horizontal de la superestructura del puente, Δ_0 , debe tomarse como el 65 % del intervalo de movimiento térmico de diseño, Δ_T , en combinación con los movimientos causados por el flujo plástico, postensado y retracción.

La deformación máxima del cortante del apoyo, en el estado límite de servicio, Δ_S , debe tomarse como Δ_0 modificada para tener en cuenta la rigidez de la infraestructura y los procedimientos de construcción.

$$h_{rt} \geq 2\Delta_S \quad (3.9)$$

Donde:

h_{rt} Espesor total del elastómero (mm)

Δ_S Deformación máxima del cortante del elastómero de las combinaciones de carga de servicio aplicables (mm)

3.3.1.6.3 Compresión, rotación y cortante combinadas

“Las combinaciones de carga axial, cortante y rotación en el estado límite de servicio deben cumplir con:

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0 \quad (3.10)$$

$$\gamma_{a,st} \leq 3.0$$

Donde:

γ_a Deformación de cortante causada por carga axial

γ_r Deformación de cortante causada por rotación

γ_s Deformación de cortante causada por desplazamiento de cortante

Los subíndices "st" y "cy" indican carga estática y cíclica, respectivamente" (AASHTO, 2014).

3.3.1.6.4 Estabilidad del apoyo

“Para determinar la estabilidad del apoyo se debe utilizar la siguiente expresión:

$$2A \leq B$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad (3.11)$$

$$B = \frac{2.67}{(S_i + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} \quad (3.12)$$

Donde:

h_{rt} Espesor total del elastómero (mm)

L Dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo consideración (mm)

S_i Factor de forma de la i-ésima capa interna del apoyo del elastomérico

W Dimensión en planta del apoyo paralela al eje de rotación bajo consideración (mm)

Los apoyos que satisfagan la ecuación se consideran estables y no se requiere más investigación al respecto" (AASHTO, 2014)

3.3.1.6.5 Refuerzo

“El espesor mínimo del acero de refuerzo, h_s , debe ser de 1.5 mm y debe satisfacer:

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} \quad (3.13)$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (3.14)$$

Donde:

- ΔF_{TH} Umbral de fatiga de amplitud constante (MPa)
- h_{ri} Espesor de la i-ésima capa del elastómero (mm)
- σ_L Esfuerzo promedio de compresión en el estado límite de servicio (MPa)
- σ_s Esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total de las combinaciones de carga de servicio (MPa)
- F_y Resistencia de fluencia del acero (MPa)" (AASHTO, 2014).

3.3.1.6.6 Deflexión de compresión

“Las deflexiones de los apoyos elastoméricos debido a la carga muerta y a la carga viva instantánea sola deben considerarse por separado.

Por carga viva instantánea:

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri} \quad (3.15)$$

Donde:

ε_{Li} Deformación unitaria de carga viva de compresión de la i-ésima capa de elastómero

h_{ri} Espesor de la i-ésima capa de elastómero (mm)

Por carga muerta:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri} \quad (3.16)$$

Donde:

ε_{di} Deformación unitaria de carga muerta de compresión en la i-ésima capa de elastómero" (AASHTO, 2014)

3.3.2 JUNTAS

Las juntas deben estar configuradas por componentes que resistan la traslación y la rotación de la estructura a la junta, además, deben diseñarse para prevenir daño a la estructura por químicos anticongelantes, agua y desechos de la calzada.

3.3.2.1 Geometría

Las superficies móviles de la junta deben diseñarse para trabajar en conjunto con los apoyos con el objetivo de evitar que se traben y, además, la aparición de fuerzas con efectos adversos sobre los apoyos.

3.3.2.2 Materiales

Los materiales de la junta deben garantizar su compatibilidad térmica, química y elástica. Deben tener una vida útil no inferior a los 75 años.

3.3.2.3 Mantenimiento

Las juntas del tablero deben diseñarse para operar con un mínimo de mantenimiento para la vida útil de diseño del puente. El detallado debe permitir el acceso a las juntas por debajo del tablero y tener un área suficiente para el mantenimiento.

3.3.2.4 Número de juntas

La cantidad de juntas a utilizar debe ser mínima, se deben preferir los sistemas de tableros y superestructuras continuos y donde sea apropiado diseñar puentes integrales.

3.3.2.5 Localización de las juntas

No se deben ubicar juntas de tablero en el punto bajo de curvas verticales cóncavas sobre calzadas, aceras o áreas públicas. Deben colocarse con respecto al espaldar de las aletas de los estribos para prevenir que la descarga de drenaje del tablero que se acumula en las juntas se deposite en la zona de apoyos del puente (AASHTO, 2014).

CÁPITULO 4

ACCIONES O CARGAS

4.1 GENERALIDADES

Los puentes en todo momento están sometidos a diferentes acciones o cargas de cualquier tipo, estas cargas pueden variar dependiendo de muchos factores, entre estos factores se pueden encontrar, la posición geográfica, el clima del lugar, el uso que se le va a dar al puente durante su vida útil, etc.

Las cargas pueden dividirse en:

- **Cargas Permanentes**

Estas cargas se encuentran presentes a lo largo de la vida útil de la estructura este tipo de cargas no varían significativamente, pertenecen a este grupo de cargas el peso propio de todos los miembros estructurales además se incorporarán cargas tales como el peso de la superficie de rodadura (asfalto o concreto), barandas, bordillos, etc.

- **Cargas Variables**

Son aquellas que varían frecuente y significativamente, estas cargas incluyen a el peso de los vehículos, personas o efectos dinámicos producidos por aceleración y frenado.

4.2 ESTADOS LÍMITE

Cada componente debe satisfacer la ecuación (4.1) para cada estado límite, a menos que se indique lo contrario, si se trabaja con estados límite de Servicio y Evento Extremo los factores de resistencia se pueden tomar como 1.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (4.1)$$

En la cual:

Para cargas en las cuales es conveniente el valor máximo de γ_i :

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad (4.2)$$

Para cargas en las cuales es conveniente el valor mínimo de γ_i :

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.00 \quad (4.3)$$

Donde:

γ_i factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las sollicitaciones

\emptyset factor de resistencia: multiplicador base estadística que se aplica a resistencia nominal

n_i factor de modificación de cargas, relacionado con la ductilidad

n_D factor relacionado con la ductilidad

n_R factor relacionado con la redundancia

n_I factor relacionado con la importancia operativa

Q_i Sollicitación

R_n Resistencia nominal

R_r Resistencia factorizada $\emptyset R_n$

4.2.1 ESTADOS LÍMITE

4.2.1.1 Estado Límite de Servicio

En este estado limite hay que considerar como un conjunto de restricciones impuestas, a las tensiones, deformaciones y anchos fisurados bajo condiciones normales de servicio.

4.2.1.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

Aquí se debe tomar en cuenta un conjunto de restricciones impuestas al rango de tensiones debido a la circulación de un solo camión de diseño.

4.2.1.3 Estado de Límite de Resistencia

Este estado límite hay considerar para asegurar resistencia y estabilidad a la estructura, tanto local como global, para que esta pueda resistir combinaciones de carga que se espera que tenga un puente a lo largo de su vida útil.

4.2.1.4 Estados límite de eventos extremos

En el estado límite de eventos extremos se garantiza la supervivencia estructural de un puente ante un evento sísmico, inundaciones severas y /o choque de embarcaciones.

4.2.2 DUCTILIDAD

La estructura de un puente se debe diseñar y detallar para asegurar las deformaciones inelásticas y visibles en los estados límite de resistencia y eventos extremos antes de producirse la falla.

Para estados límite de resistencia:

$$n_D \geq 1.05 \text{ para componentes y conexiones no dúctiles}$$

$$n_D = 1.00 \text{ para diseños convencionales}$$

$$n_D \geq 0.95 \text{ para los componentes y conexiones para las cuales se necesita más ductilidad}$$

Para todos los demás estados límite:

$$n_D = 1.00$$

4.2.3 REDUNDANCIA

Se deben usar estructuras con varias trayectorias de carga y continuas.

En estados límite de resistencia se debe usar:

$$n_R \geq 1.05 \text{ para elementos no redundantes}$$

$$n_R = 1.00 \text{ para niveles convencionales de redundancia}$$

$$n_D \geq 0.95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia más allá de vigas continuas y una sección transversal cerrada a la torsión}$$

Para todos los demás se usará:

$$n_D = 1.00$$

4.2.4 IMPORTANCIA OPERACIONAL

Esto se aplica sólo a los estados de Resistencia y de Eventos Extremos.

En estados límite de resistencia:

$$n_I \geq 1.05 \text{ para puentes críticos o esenciales}$$

$$n_I = 1.00 \text{ para puentes típicos}$$

$$n_I \geq 0.95 \text{ para puentes de relativamente poca importancia}$$

Para todos los demás:

$$n_D = 1.00$$

4.3 CARGA MUERTA

Esta carga considera el peso propio de todos los elementos que conforman la estructura los cuales pueden ser estructurales y no estructurales, entre los estructurales se encuentran las vigas longitudinales, transversales, losas, diafragmas, etc. Se consideran a los elementos no estructurales indispensables para que la estructura funcione tales como losas de calzada, bordillos, superficie de rodadura (asfalto o concreto), barandas, tuberías, señales, ductos, cables, etc. También se puede considerar como carga muerta a máquinas y todo artefacto que permanezca permanentemente sobre la estructura.

Estos pesos propios y cargas muertas se deben tomar dependiendo el peso propio de cada elemento. En la siguiente tabla se indicarán el peso propio de los elementos tomado de la NEC.

TABLA 4.1 Materiales con sus respectivos pesos unitarios

Material	Peso Unitario kN/m ³	Peso Unitario kg/m ³
Acero	78.50	7850.00
Adobe	16.00	1600.00
Alquitrán	12.00	1200.00
Aluminio	27.00	2700.00
Arena húmeda	16.00	1600.00
Arena saturada	18.00	1800.00
Arena seca	14.50	1450.00
Asfalto bituminoso	22.50	2250.00
Baldosa- cerámica	0.20	20.00
Bloque hueco de hormigón	12.00	1200.00
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.50	850.00
Cal y arena	16.00	1600.00
Cemento compuesto con cal y arena	18.00	1800.00
Cobre	89.00	8900.00
Grava (canto rodado)	16.00	1600.00
Grava húmeda	20.00	2000.00
Grava seca	15.50	1550.00
Hormigón armado	24.00	2400.00
Hormigón simple	22.00	2200.00
Ladrillo artesanal	16.00	1600.00
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.00	1000.00
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.00	1400.00
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.00	1900.00
Mortero 1:3 a 1:5	20.00	2000.00
Ripio húmedo	20.00	2000.00
Ripio seco	16.00	1600.00
Tierra húmeda	18.00	1800.00
Tierra saturada	20.00	2000.00
Tierra seca	14.00	1400.00
Yeso	10.00	1000.00

FUENTE: (NEC-15, Cargas No Sísmicas, 2015)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.4 CARGA VIVA

Esta se puede definir como el peso que tienen las cargas móviles aplicadas sobre el puente, estos pueden ser camiones, autobuses, automóviles, equipos camineros y de construcción, peatones y ciclistas.

4.4.1 CARRILES DE DISEÑO

El número a considerar de carriles de diseño se obtiene de la siguiente expresión.

$$\#carriles = \frac{w}{3600} \quad (4.4)$$

Donde:

w Longitud libre de la calzada entre bordillos.

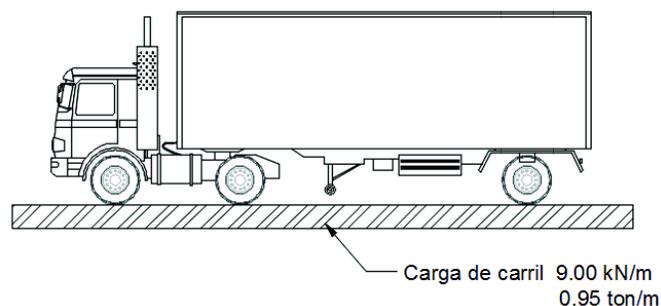
El número de carriles debe ser un número entero por lo que se debe redondear el valor de la expresión.

Si los carriles considerados de circulación son menores a 3600 mm de ancho, el número de carriles para el diseño debe ser igual al número de carriles de circulación, Los anchos de calzada que estén entre 6000 a 7200 mm deben tener dos carriles de diseño cada uno igual a la mitad del ancho de calzada (AASHTO, 2014).

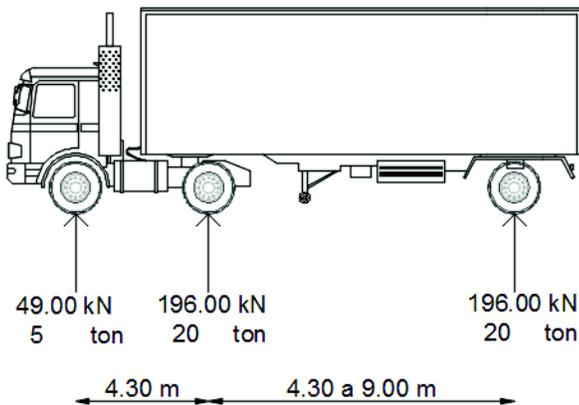
4.4.2 CAMIÓN DE DISEÑO Y CARGA DE CARRIL

Los puentes en el Ecuador deben ser diseñados con una sobrecarga debido a factores como el incremento del parque automotor tanto en vehículos livianos como pesados, y la sobrecarga que estos pueden llegar a transportar. Por lo que el MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Publicas) acepta las cargas presentes en el camión de diseño HS-25-44, este camión de diseño posee un incremento del 25% en carga con respecto al camión HS-20-44. Además, a esto posee una carga de carril de 9 kN/m.

FIGURA 4.1 Carga de carril



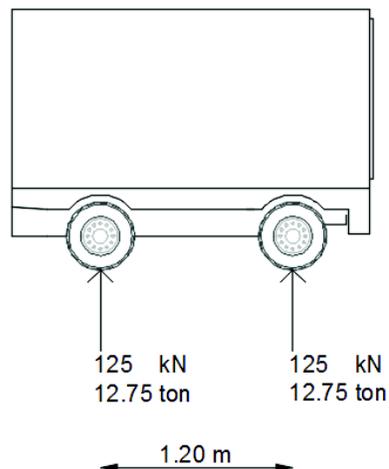
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

FIGURA 4.2 Camión de diseño MTOP

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.4.3 TÁNDEM DE DISEÑO

Consiste de dos ejes cargados con 125kN (12.75 ton) cada uno, con una separación de 1.20 m. El espacio transversal de las ruedas se toma como 1.80 m, además a esto se debe tomar una amplificación de carga dinámica.

FIGURA 4.3 Tándem de Diseño AASHTO

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.4.4 FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

El tráfico propuesto se puede encontrar en los carriles junto al carril de diseño, pero existe una pequeña probabilidad de encontrar dos o más carriles cargados al mismo

tiempo, para esto se utiliza un factor de presencia múltiple que nos proporciona la norma AASHTO.

TABLA 4.2 Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factores de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.4.5 CARGA DE FATIGA

Se debe al camión de diseño o a sus ejes, pero con una separación entre los ejes constante de 9000 mm, cada eje cargado con 196kN, la amplificación por carga dinámica se debe tomar como se muestra en la Tabla 4.4.

Para determinar la frecuencia de la carga de fatiga se toma una fracción de camiones en circulación como se especifica en la Tabla 4.3, esta fracción se multiplica por el número de camiones que circulan a diario en una dirección promediados sobre la vida útil de diseño, una vez realizada esta multiplicación se obtiene el número de camiones diarios en un solo carril.

TABLA 4.3 Fracción de camiones en el tráfico

Clase de carretera	p
Rurales	0.20
Urbanas Troncales	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.4.6 CARGA SOBRE LAS BARANDAS

4.4.6.1 Baranda para peatones

“La carga viva para diseñar las barandas se toma como 0.73 N/mm, en sentido transversal como longitudinal, además a esto cada elemento se debe diseñar para resistir una carga concentrada de 0.89 kN.

Los postes de las barandas se diseñan para con una carga viva que se encuentra aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o igual a 1500 mm de altura.

El valor de la sobrecarga concentrada se debe tomar como

$$P_{LL} = 890 + 0.73L \quad (4.5)$$

Donde:

L Separación entre postes (mm)

P_{LL} Sobrecarga (N)” (AASHTO, 2014)

4.4.6.2 Baranda para ciclistas

“Si el elemento horizontal se encuentra ubicado a una altura mayor que 1370 mm por encima de la superficie de rodadura, estas cargas deben ser determinadas por el diseñador a cargo, en el caso que el elemento tenga una altura menor a 1370 mm se deben tomar las cargas de diseño dispuestas en el literal 4.2.4.1.” (AASHTO, 2014).

4.4.7 CARGAS PEATONALES

Se debe aplicar una carga peatonal de 3.6 kN/m² a todas las aceras que tengan 600 mm de ancho considerada simultáneamente con la carga vehicular de diseño en el carril para vehículos. No se debe considerar una acción simultánea entre la carga peatonal y la carga vehicular. No se debe considerar amplificación por carga dinámica (AASHTO, 2014).

4.4.8 CARGA DE IMPACTO

El fenómeno de impacto se relaciona entre el vehículo y el puente, al producirse la interacción entre estos dos existen esfuerzos instantáneos y de vibración que se producen por la circulación de cargas móviles a velocidad sobre la estructura. El efecto dinámico, vibratorio y de impacto que el tránsito vehicular produce sobre los

puentes por la velocidad del movimiento, de vehículos livianos y pesados, por sus sistemas de amortiguación, pueden causar vibración en el puente en las direcciones longitudinal, transversal y vertical.

Estas acciones son sumamente importantes y se las debe tomar con una determinada exactitud, para esto se debe tomar en cuenta un factor de impacto.

“Los efectos estáticos del camión, tándem, diferentes fuerzas centrífugas o de frenado deben ser incrementadas para amplificarlos por carga dinámica.

El factor debe tomarse como:

$$1 + \frac{IM}{100} \quad (4.6)$$

La amplificación dinámica no debe ser aplicada en cargas peatonales o cargas de carril de diseño” (AASHTO, 2014).

TABLA 4.4 Porcentaje de Amplificación Dinámica

Componente	IM
Juntas de Tablero- Todos los estados límite	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Límite	33%

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.4.9 FUERZAS CENTRÍFUGAS

Esta fuerza inercial se encuentra presente en todo cuerpo que describe o se desplaza por una trayectoria curva, esta fuerza obliga al cuerpo a salir de su trayectoria curva. Para poder obtener esta fuerza radial o también llamada efecto de volcamiento sobre carga de ruedas, el efecto centrífugo sobre la carga viva es el producto de los pesos de los ejes que posee el camión o tándem de diseño (el que predomine) y el factor C:

$$C = f \frac{v^2}{gR} \quad (4.7)$$

“Donde:

- v Velocidad de diseño de la carretera (m/s).
- f 4/3 para combinaciones de carga diferentes de fatiga y 1.0 para fatiga.
- g Aceleración de la gravedad: $g=9.81$ m/s².
- R Radio de curvatura del carril de tráfico (m)”

La velocidad de diseño de la carretera se debe tomar siempre igual o mayor pero nunca menor a lo indicado en la publicación más actual de la norma AASHTO-LRFD. Se debe aplicar un factor de presencia múltiple y las fuerzas centrífugas se deben aplicar horizontalmente a una distancia de 1,8 m por encima de la superficie de la calzada.

4.4.10 FUERZA DE FRENADO

Cuando un automotor acelera para empezar a desplazarse o frena para detenerse, está aplicando fuerzas longitudinales sobre la superficie de rodadura, esto se debe a la fricción que existe entre los neumáticos y la calzada.

La estructura se diseñará para resistir una fuerza horizontal de frenado y de aceleración que actúan de forma horizontal y longitudinal sobre la calzada, además a esto se supone que el puente está cargado sobre todas sus vías y en todo su largo, estas fuerzas al igual que las centrífugas estarán aplicadas a una altura de 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

La fuerza de frenado se tomará como la mayor entre:

- El 25 % del peso del camión de diseño o tándem.
- El 5% del camión de diseño más la carga de carril o 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

Deben usarse los factores de presencia múltiple mencionados en el literal 4.4.4.

4.4.11 FUERZA DE COLISION DE UN VEHÍCULO

“A menos que el propietario de la estructura determine lo contrario, se debe investigar contra colisión los estribos y pilares localizados dentro de un espacio de 9 m al borde de la calzada, se debe proporcionar una resistencia para pilas o estribos ante una fuerza estática equivalente a 2600 kN, y se supone que esta

fuerza actúa entre 0 a 15° con respecto a la capa de rodadura en un plano horizontal a una altura de 1,5 m sobre la horizontal” (AASHTO, 2014).

4.5 FUERZA DE VIENTO

En la superestructura de un puente las cargas o fuerzas producidas por el viento se consideran estáticas y uniformemente distribuidas aplicadas sobre el área que se expone al viento, esta área resulta de la suma de todas las áreas expuestas de cada uno de los miembros estructurales incluyendo el piso y las barandas.

Existen dos métodos para poder calcular la fuerza de viento, el método proporcionado por la AASHTO y el método que usa la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

- Fetch: Es la relación entre la velocidad del viento, su dirección constante y la distancia recorrida entre dos puntos. Cuando se tiene un puente que cruza una gran depresión en esta sección se produce el fenómeno fetch ya que el viento se canaliza en una sola dirección y con velocidad constante.

4.5.1 MÉTODO AASHTO

4.5.1.1 Presión Horizontal del Viento

Este método usa una velocidad de diseño correspondiente a los 44.44 m/s, para puentes y barreras de sonido a más 10 m por encima del nivel del terreno la velocidad del viento deberá ajustarse con la siguiente expresión.

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (4.8)$$

“Donde:

V_{DZ} Velocidad del viento de diseño a la elevación, Z (m/s).

V_{10} Velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o sobre el nivel del agua (m/s).

V_B Velocidad básica del viento de 44.44 m/s a 10 m de altura.

Z Altura de la estructura a la cual se calculan las cargas de viento medida desde el nivel del terreno, o desde el nivel del agua > 10 m.

V_0 Velocidad de fricción, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla 4.5, para varias características de la superficie contra el viento (m/s).

Z_0 Longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica del viento tomada como se especifica en la tabla 4.5." (AASHTO, 2014).

TABLA 4.5 Valores de V_0 y Z_0 para varias condiciones de superficie aguas arriba

Condición	Campo abierto	Suburbano	Ciudad
$V_0 \left(\frac{m}{s}\right)$	3.67	4.86	5.37
$Z_0 (m)$	0.07	1.00	2.50

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

4.5.1.2 Presión del Viento Sobre Estructuras

La presión que ejerce el viento sobre el puente se tomará de acuerdo a la siguiente expresión.

$$P_D = P_B \frac{V_{DZ}^2}{V_B^2} \quad (4.9)$$

Donde:

P_B Presión de viento básica especificada en la tabla 4.6 (MPa).

TABLA 4.6 Presiones Básicas

Componentes de la Subestructura	Carga de Barlovento MPa	Carga de Sotavento MPa
Cerchas, Columnas y Arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	No Aplica
Superficies grandes planas	0.0019	No Aplica

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

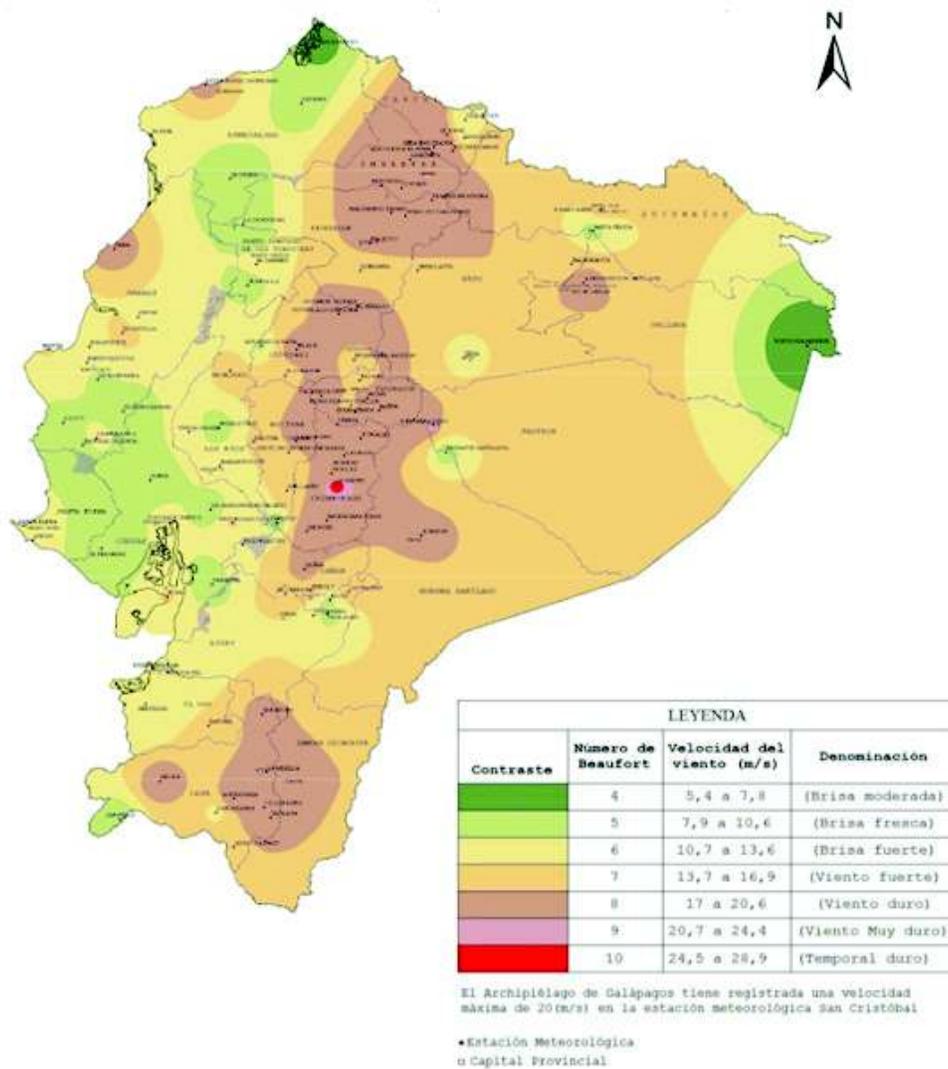
4.5.2 MÉTODO NEC-15

4.5.2.1 Velocidad máxima instantánea del viento

La velocidad de diseño para viento de hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la estructura, pero esta no debe ser menor a 21 m/s (75 km/h).

Para la determinación de las velocidades máximas de viento en Ecuador se debe utilizar un mapa proporcionado por CELEC- TRANSELECTRIC.

FIGURA 4.4 Mapa de velocidades máximas de viento en Ecuador



FUENTE: (CELEC, 2017)

Como se observa en la figura 4.4 en la mayor parte del territorio no se encuentran velocidades máximas mayores a 21 m/s, por lo que se considerará una velocidad mínima de 21 m/s como estipula la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, puede existir lugares donde la presencia del viento sea de mayor intensidad.

4.5.2.2 Velocidad corregida del viento

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y del nivel de exposición que tiene la estructura al viento, estos coeficientes se encuentran en la tabla 4.7.

$$V_b = V * \sigma \quad (4.10)$$

Donde:

V_b Velocidad corregida del viento en (m/s).

V Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ Coeficiente de corrección de la tabla 4.7.

Las características topográficas son las siguientes:

- **Categoría A**
Sin obstrucción, edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- **Categoría B**
Obstrucción baja, edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio de hasta 10 m.
- **Categoría C**
Zona edificada, zonas urbanas con edificios de altura.

TABLA 4.7 Coeficiente de corrección σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Con Obstrucción (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

FUENTE: (NEC-15, Cargas No Sísmicas, 2015)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

4.5.2.3 Cálculo de la Presión del Viento

Se debe considerar una presión P para poder encontrar la resistencia del miembro frente al empuje del viento y cuyo valor viene dado por la siguiente expresión.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_B^2 * C_e * C_f \quad (4.11)$$

Donde:

P Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²).

ρ Densidad del aire expresada en kg/m³ (En general, se puede optar por 1,25 kg/m³).

C_e Coeficiente de entorno/altura.

C_f Coeficiente de forma.

4.5.2.3.1 Coeficiente de forma

Se determinará el coeficiente C_f de acuerdo con la tabla siguiente:

TABLA 4.8 Factores de forma Cf

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

FUENTE: (NEC-15, Cargas No Sísmicas, 2015)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Nota: el signo (+) indica presión y el signo (-) indica succión.

4.5.2.3.2 Coeficiente entorno/altura

Para contener en forma sencilla todas las posibilidades, se podrá usar los siguientes valores para determinar el coeficiente C_e .

TABLA 4.9 Coeficientes entorno/altura

Entorno del edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas Urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.20
Terreno abierto con obstáculos	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

FUENTE: (NEC-15, Cargas No Sísmicas, 2015)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

4.6 FUERZAS DE AGUA

4.6.1 PRESIÓN HIDROSTÁTICA

Se asume que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie en donde está contenida el agua, esta se calcula multiplicando la altura del agua por encima del sitio considerado.

4.6.2 FLOTACIÓN

Esta fuerza es de elevación, se obtiene sumando las componentes verticales de la presión hidrostática.

4.6.3 PRESIÓN DE LA CORRIENTE

4.6.3.1 Longitudinal

La presión del agua que circula actuando en forma longitudinal a la estructura se tomará como:

$$\rho = 5.14 * 10^{-4} C_D V^2 \quad (4.12)$$

Donde:

ρ Presión del agua [MPa]

C_D Coeficiente de arrastre para pilares base

V Velocidad de diseño del agua para la inundación de diseño en los estados límite de resistencia y servicio en (m/s)

4.6.3.1.1 Coeficiente de Arrastre

TABLA 4.10 Coeficientes de Arrastre

Tipo	C_D
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Residuos fijados contra el pilar	1.4
Pilar de sección en cuña de 90 grados o menos	0.8

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.6.3.2 Lateral

Es uniformemente distribuida sobre la estructura debido al flujo del agua con un ángulo θ , este ángulo se toma con respecto al eje longitudinal del pilar base y se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho = 5.14 * 10^{-4} C_L V^2 \quad (4.13)$$

Donde:

ρ Presión lateral [MPa]

C_L Coeficiente de arrastre lateral

V Velocidad de diseño del agua para la inundación de diseño en los estados límite de resistencia y servicio en (m/s)

TABLA 4.11 Coeficiente de arrastre lateral

Angulo entre la dirección de flujo y el eje longitudinal del pilar	C_D
0 grados	0.0
5 grados	0.5
10 grados	0.7
20 grados	0.9
> 30 grados	1.0

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

4.7 FUERZAS SÍSMICAS

La probabilidad de colapso de diseño de un puente debe ser baja, si el sismo tiene una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, más o menos 1000 años de periodo de retorno, se acepta que tengan daños significativos y se pueda interrumpir el servicio. Si el contratante lo requiere se pueden usar niveles de amenaza mayores.

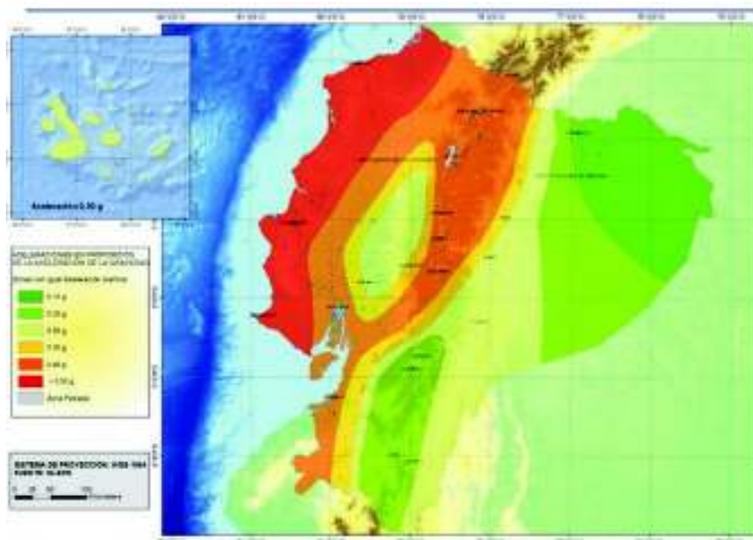
4.7.1 ZONAS SÍSMICAS Y CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

4.7.1.1 Zonificación sísmica y factor de forma

El siguiente mapa de zonificación sísmica se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Peligro Sísmico), se obtiene del estudio de peligro sísmico para

un 10% de excedencia en 50 años es decir un periodo de retorno aproximado de 475 años.

FIGURA 4.5 Zonas sísmicas para propósito de Diseño



FUENTE: (NEC-15, Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente, 2015)

TABLA 4.12 Valor del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

FUENTE: (NEC-15, Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente, 2015)

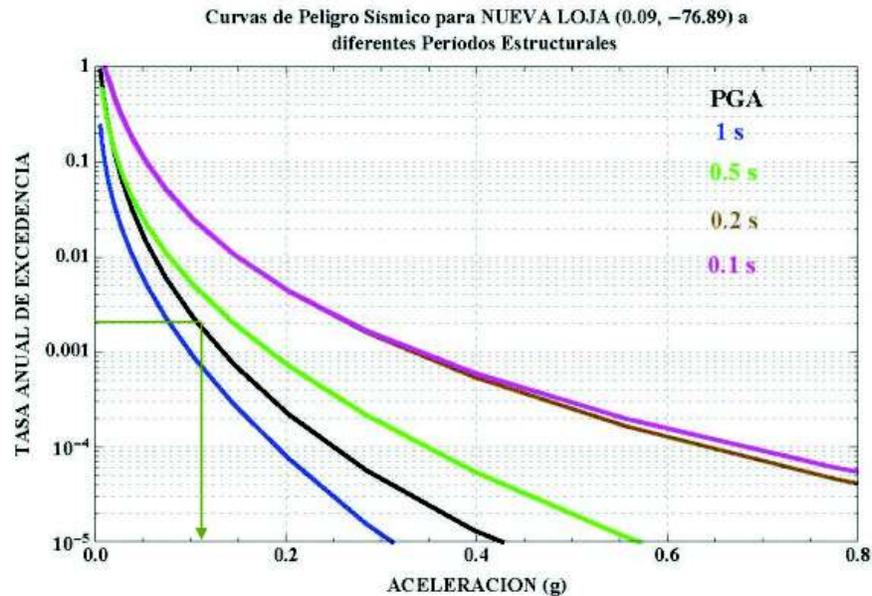
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

4.7.1.2 Curvas de Peligro Sísmico

Estas curvas se utilizan en diseño de estructuras especiales, estructuras de suma importancia tales como: puentes, obras portuarias, hospitales, etc. En el diseño de estas obras es necesaria la utilización de diferentes niveles de peligro sísmico.

Son probabilistas y hay una por cada provincia del país, en donde se relaciona el valor de aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia.

El periodo de retorno se obtiene aplicando el inverso de la probabilidad anual de excedencia.

FIGURA 4.6 Curva de Peligro Sísmico para la ciudad de Nueva Loja

FUENTE: (NEC-15, Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente, 2015)

4.7.2 ESPECTRO DE DISEÑO

Este proporciona los valores de (PGA) para un periodo de retorno aproximado de 1000 años, se obtiene con la ayuda de las curvas de peligro sísmico dadas para cada provincia.

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo del espectro de diseño usando las curvas de peligro sísmico.

Para este ejemplo se tomará la curva de diseño de Portoviejo.

- 1) Como la norma AASHTO LRFD 2014 estipula una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años se tiene la siguiente ecuación:

$$p\% = 1 - e^{-\lambda t} \quad (4.14)$$

La ecuación 4.14 antes mostrada es el modelo de recurrencia de Poisson.

Donde:

λ Tasa anual de excedencia (1/año)

t Tiempo de investigación (años)

p% Probabilidad de excedencia

entonces se tiene

$$0.07 = 1 - e^{-\lambda(75)}$$

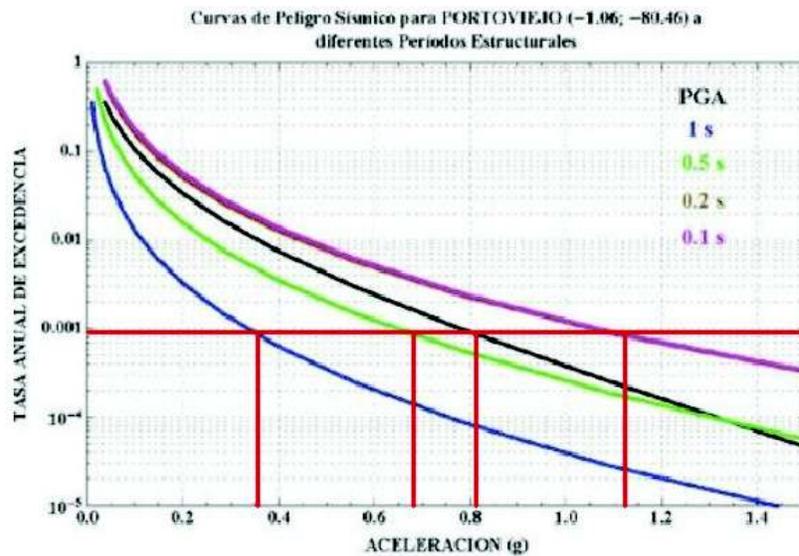
$$\lambda = 0.000968 \text{ (años}^{-1}\text{)}$$

$$\frac{1}{\lambda} \approx \text{Periodo de retorno}$$

$$\frac{1}{0.000968} = 1033.48 \text{ años} \approx 1000 \text{ años de periodo de retorno ok.}$$

2) Ubicar λ en el eje vertical de la curva de peligro.

FIGURA 4.7 Mapa de curvas de peligro de Portoviejo



FUENTE: (NEC-15, Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente, 2015)

Una vez ubicado en el eje vertical se traza verticales que corten el eje x de aceleración para poder determinar los valores de Aceleración.

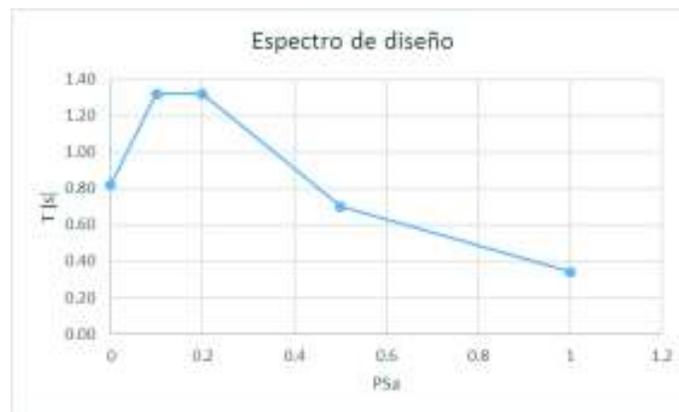
3) Elaborar una tabla con los valores de Periodo y PSa.²

² PSa=Pseudo Valores de Aceleración.

T	PSa
0	0.82
0.1	1.32
0.2	1.32
0.5	0.70
1	0.34

Por lo tanto, el valor de PGA es 0.82 g.

FIGURA 4.8 Espectro de diseño para Portoviejo con 1000 años de periodo de retorno.



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

4.8 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Las solicitaciones factorizadas se toman como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \quad (4.15)$$

Donde:

n_i modificador de carga

Q_i Solicitación

γ_i factores de carga

Los componentes y las conexiones del puente deben satisfacer la ecuación 4.1, para las combinaciones ajustables de solicitaciones extremas factorizadas como se especifica en cada uno de los siguientes estados límite.

- **Resistencia I**

Combinación básica de cargas relacionadas con el uso vehicular normal del puente sin la fuerza del viento.

- **Resistencia II**

Combinación de cargas relacionada con el uso del puente con vehículos especiales de diseño especificado por el propietario y sin fuerza de viento.

- **Resistencia III**

Combinación de carga relacionada con la exposición del puente a vientos con velocidades en exceso de 25 m/s.

- **Resistencia IV**

Combinación de carga relacionada con los efectos de relaciones muy altas de carga muerta sobre carga viva.

- **Resistencia V**

Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con vientos de 25 m/s de velocidad.

- **Evento Extremo I**

Combinación de carga que incluye sismo.

- **Evento Extremo II**

Combinación de cargas de, colisión embarcaciones, inundaciones, eventos hidráulicos, etc.

- **Servicio I**

Combinación de carga relacionada con la operación normal de uso del puente con un viento de 25 m/s y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales. También se relaciona con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tubería termoplástica.

- **Servicio II**

Combinación de carga para controlar fluencia de estructuras de acero y deslizamiento de conexiones a deslizamiento crítico debido a carga viva vehicular.

- **Servicio III**

Combinación de carga para el análisis longitudinal relacionado con tracción en superestructuras de concreto preesforzado con el objetivo de control de fisuras.

- **Servicio IV**

Combinación de carga relacionada solamente con tracción en columnas de concreto preesforzado para el control de fisuras.

- **Fatiga I**

Combinación de carga para fatiga y fractura relacionada con la vida útil de fatiga inducida por carga infinita.

El factor de sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de evento extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto, podría ser razonable un valor de $\gamma_{EQ} = 0.5$ para un amplio rango de valores de tráfico.

Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. γ_{TG} se puede tomar como 0 en el caso de no existir información en estados límites de Resistencia y Evento Extremo, 1 en estado límite de Servicio cuando no se considera la sobrecarga y 0.5 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga. γ_{SE} se puede tomar como 1 si no existe información” (AASHTO, 2014).

TABLA 4.13 Combinaciones y Factores de Carga

Estado Limite de la Combinación de Carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	Usar uno de estos a la vez												
			WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV	
Resistencia I (a menos que se indique)	g _p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	gTG	gSE	-	-	-	-	-	
Resistencia II	g _p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	gTG	gSE	-	-	-	-	-	
Resistencia III	g _p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	gTG	gSE	-	-	-	-	-	
Resistencia IV	g _p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	
Resistencia V	g _p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	gTG	gSE	-	-	-	-	-	
Evento Extremo I	g _p	gEQ	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	
Evento Extremo II	g _p	0.5	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1/1.20	gTG	gSE	-	-	-	-	-	
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1/1.20	-	-	-	-	-	-	-	
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1/1.20	gTG	gSE	-	-	-	-	-	
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	
Fatiga I (Sólo LL, IM & CE)	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fatiga II (Sólo LL, IM & CE)	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Donde:

D_W Peso propio de las superficies de rodadura.

D_C Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

D_D Fricción negativa.

E_H Empuje horizontal del suelo.

E_L Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.

E_S Sobrecarga del suelo.

E_V Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

P_S Fuerzas secundarias de postensado.

S_H Contracción.

C_R	Efectos debido al creep.
L_L	Sobrecarga vehicular.
I_M	Incremento por carga vehicular dinámica.
C_E	Fuerza centrífuga de los vehículos.
B_R	Fuerza de frenado de los vehículos.
P_L	Sobrecarga peatonal.
L_S	Sobrecarga de la carga viva.
W_A	Carga hidráulica y presión de flujo de agua.
W_L	Viento sobre la sobrecarga.
W_S	Viento sobre la estructura.
F_R	Fricción.
T_U	Temperatura Uniforme.
T_G	Gradiente de temperatura.
S_E	Asentamiento.
E_Q	Sismo
B_L	Explosiones
I_C	Carga de hielo
C_T	Fuerza de colisión de un vehículo
C_V	fuerza de colisión de una embarcación

TABLA 4.14 Factores para cargas permanentes, γ_p

Tipo de Carga, Tipo de Cimentación y Método para calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC: Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD: Fricción Negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método α	1.05	0.30
	Pozos Perforados, Método O'Neill and Reese(1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH: Presión Horizontal del suelo		1.50	0.90
Activa			
En Reposo			
AEP Para Muros Anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones Residuales de Construcción		1.00	1.00
EV: Presión Vertical de Suelo		1.00	N/A
Estabilidad General			
Muros de Contención y Estribos			
Estructuras Rígidas Enterradas			
Marcos Rígidos			
Estructuras Flexibles Enterradas			
Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas			
Alcantarillas Termoplásticas			
Todas las demás			
ES: Sobrecarga de suelo			

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

TABLA 4.15 Factores para cargas permanentes debidas a deformaciones sobreimpuestas, γ_p

Componentes	PS	CR, SH
Superestructuras por segmentos	1.0	Ver g_p para DC Tabla 4.15
Subestructuras de concreto soportando superestructuras por segmentos		
Superestructuras de concreto no segmentadas	1.0	1.0
Subestructuras soportando Superestructuras no segmentadas	0.5	0.5
Usando I_g		
Usando I efectiva		
Subestructuras de acero	1.0	1.0

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE PUENTES

5.1 PUENTES LOSA

La configuración de este tipo de puentes es relativamente simple, pero requieren de mayor refuerzo de acero y concreto en la misma luz que otros puentes. Sin embargo, los costos de diseño y encofrado son menores. Son útiles cuando se tienen luces de hasta 12 m de longitud.

En esta sección se realizará ejemplos de cálculo de puentes con losa simplemente apoyada y losa continua con un apoyo intermedio en los que se explicará paso a paso el proceso de diseño.

5.1.1 SUPERESTRUCTURAS COMUNES

Existen varios tipos de superestructuras como se puede ver en la siguiente tabla: (6.2 Anexo 2.- Superestructuras comunes).

5.1.2 DISEÑO

5.1.2.1 Peraltes mínimos

5.1.2.1.1 Estructuras de profundidad constante

Los peraltes mínimos para superestructuras de profundidad constante se determinan usando la siguiente tabla:

TABLA 5.1 Profundidades mínimas para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo tablero)	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto reforzado	Losa con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2 (S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 0.175m$
Concreto Preesforzado	Losas	$0.030L > 175mm$	$0.027L > 175mm$

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.1.2.2 Anchos de faja

Anchos de faja aceptables para puentes tipo losa con:

5.1.2.2.1 Armadura paralela al tráfico

“El ancho equivalente para cortante y momento con un carril cargado se puede determinar como:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1W_1} \quad (5.1)$$

El ancho equivalente por carril para cortante y momento con más de un carril cargado se puede determinar como:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (5.2)$$

Donde:

E ancho equivalente (mm)

L_1 luz modificada tomada como en menor valor entre la luz real y 18000 mm

W_1 ancho modificado del puente borde a borde tomado como el menor valor entre el ancho real y 18000 mm para carga de múltiples carriles o 9000 mm para carga de un solo carril.

W ancho físico del puente borde a borde (mm)

N_L número de carriles de diseño” (AASHTO, 2014)

5.1.2.3 Factor de resistencia

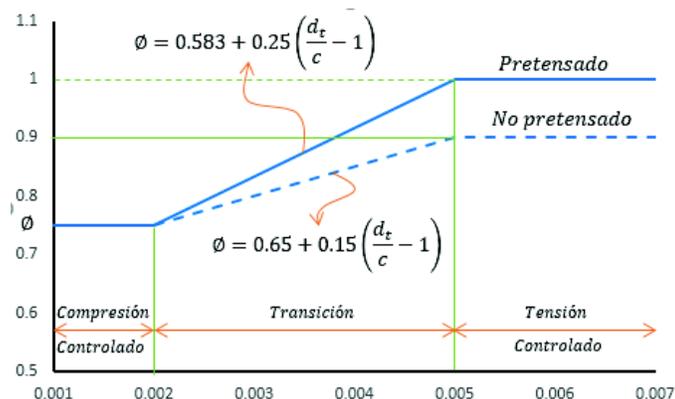
Para construcción convencional el factor de resistencia, ϕ , debe tomarse como:

TABLA 5.2 Factor de resistencia

Para cortante y torsión	
• Concreto de densidad normal	0.9
• Concreto liviano	0.8
Para secciones de concreto reforzado controladas por tracción	0.9
Para secciones controladas por compresión con espirales o estribos	0.75
Para apoyo sobre concreto	0.7

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

FIGURA 5.1 Variación de ϕ 

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.1.2.4 Carga de diseño para tableros y sistemas de tablero

Las cargas de diseño se deben determinar en base a lo siguiente:

5.1.2.4.1 Dirección transversal

En los lugares en que la losa actué en dirección transversal se debe usar las siguientes cargas de diseño:

- Camión de diseño (Literal 4.4.2)
- Tándem de diseño (Literal 4.4.3)

5.1.2.4.2 Dirección longitudinal

En los lugares en que la losa actué en dirección longitudinal para losas superiores de alcantarillas en cajón y para todos los demás casos, incluyendo losas macizas se debe usar las siguientes cargas de diseño.

- Camión de diseño (Literal 4.4.2)
- Tándem de diseño (Literal 4.4.3)
- Carga de carril de diseño (Literal 4.4.2)

5.1.2.4.3 Carga de fatiga

La carga de fatiga debe ser el camión de diseño especificado en el literal 4.4.2 pero con un espaciamiento de 9m entre los ejes de 196 k N.

5.1.2.4.4 Factores de carga y combinaciones

Los factores y combinaciones de carga se deben tomar según lo especificado en el literal 4.8.

5.1.2.4.5 Efectos de deformaciones impuestas

“Mediante investigaciones se ha demostrado que, para tipos comunes de estructuras no es necesario evaluar la redistribución de las fuerzas como resultado del flujo plástico y de la retracción” (AASHTO, 2014).

5.1.2.5 Refuerzo

5.1.2.5.1 Armadura de distribución

“Se debe colocar refuerzo en la dirección secundaria en la parte inferior de las losas, como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

- Armadura principal paralela al tráfico

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad (5.3)$$

- Armadura principal perpendicular al tráfico

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (5.4)$$

Donde:

S Longitud de tramo efectiva (mm)

El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de:

- 3 veces el espesor del elemento estructural o 45 cm
- 30 cm para otros elementos estructurales con más de 90 cm de espesor” (AASHTO, 2014)

5.1.2.5.2 Refuerzo máximo

Las consideraciones de refuerzo máximo han sido eliminadas. (AASHTO, 2014)

5.1.2.5.3 Refuerzo mínimo

“La cantidad de refuerzo a tracción convencional debe ser adecuado para producir una resistencia factorizada a flexión, M_r , por lo menos igual o menor de:

- 1.33 veces el momento demandado por la combinación de carga aplicable especificada en la tabla 4.13

$$\bullet \quad M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (5.5)$$

Donde:

- f_r Módulo de rotura del concreto
- f_{cpe} Esfuerzo de compresión en el hormigón debido a las fuerzas efectivas de preesfuerzo en la fibra extrema de la sección. (MPa)
- M_{dnc} Momento total no factorizado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta. (k N-m)
- S_c Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas. (mm^3)
- S_{nc} Módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas (mm^3)
- γ_1 Factor de variación de la fisuración por flexión. Para estructuras prefabricadas segmentales: 1.2, para todas las demás estructuras de concreto: 1.6.
- γ_2 Factor de variación del preesfuerzo. Para torones adheridos: 1.1, para torones no adheridos: 1.
- γ_3 Relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo. Para refuerzo A615, Grado 60: 0.67, para refuerzo A706, Grado 60: 0.75 y para estructuras de concreto preesforzado: 1" (AASHTO, 2014).

5.1.2.5.4 Refuerzo de retracción y temperatura

“Cuando las superficies de concreto estén expuestas a variaciones diarias de temperatura se debe colocar armadura para los esfuerzos provocados por retracción y temperatura para asegurar que el refuerzo total no sea menor que el especificado aquí.

Para barras o malla electrosoldada, el área de refuerzo por metro en cada dirección y en cada cara debe cumplir con:

- Para secciones rectangulares

$$A_s \geq \frac{750bh}{2(b+h)f_y} \quad (5.6)$$

- Para secciones circulares u otras secciones

$$A_s \geq \frac{750A_g}{\text{Perímetro} * f_y} \quad (5.7)$$

$$233 \leq A_s \leq 1270$$

Donde:

A_s Área de refuerzo en cada dirección y cara (mm^2/m)

b Ancho menor de la sección del elemento estructural (mm)

h Menor espesor de la sección del elemento estructural (mm)

A_g Área del elemento (mm^2)

f_y Resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo (MPa)

Para elementos estructurales con 15 cm o menos de espesor el acero de refuerzo puede colocarse en una sola capa.

El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de:

- 3 veces el espesor del elemento estructural o 45 cm
- 30 cm para otros elementos estructurales con más de 90 cm de espesor” (AASHTO, 2014).

5.1.2.6 Estado límite de servicio

5.1.2.6.1 Durabilidad

Las estructuras de hormigón armado se deben diseñar de tal forma que protejan el acero de refuerzo contra la corrosión.

5.1.2.6.2 Recubrimiento del concreto

A menos que se especifique otra cosa el recubrimiento del concreto se puede determinar mediante lo especificado en la siguiente tabla:

TABLA 5.3- Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas

Situación	Recubrimiento
	cm
Exposición directa al agua salada	10
Hormigonado contra el suelo	7.5
Ubicaciones costeras	7.5
Exposición a sales anticongelantes	6
Superficies de losa del puente con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	6
Otras situaciones exteriores	5
Otras situaciones interiores	
Hasta barras de $\varnothing 3.6 \text{ cm}$	4
Barras $\varnothing 4.3 \text{ cm}$ y $\varnothing 5.73 \text{ cm}$	5
Fondo de losas vaciadas in situ	
Hasta barras de $\varnothing 3.6 \text{ cm}$	2.5
Barras $\varnothing 4.3 \text{ cm}$ y $\varnothing 5.73 \text{ cm}$	5

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.1.2.6.3 Control del agrietamiento mediante de la distribución del refuerzo

“El espaciamiento, s , de la armadura de refuerzo en la capa más cercana a la cara de tracción debe cumplir:

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.8)$$

En la cual

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad (5.9)$$

Donde:

γ_e Factor de exposición. Condición de exposición clase 1=1, condición de exposición clase 2=0.75.

d_c Espesor del recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano. (mm)

f_{ss} Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio (MPa)

h Espesor total del elemento (mm)

d_l Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción (mm)

- **Condición de exposición clase 1**

Es útil cuando puede tolerarse agrietamiento de hasta 0.4 mm.

- **Condición de exposición clase 2**

Es útil para diseño transversal de vigas de concreto en cajón y cuando hay un mayor cuidado por la apariencia del elemento estructural o por corrosión.

Si la distancia d_l , de miembros no preesforzados o parcialmente preesforzados excede de 1 m, debe distribuirse uniformemente refuerzo superficial longitudinal, A_{sk} , a lo largo de ambas caras del elemento de concreto, en una distancia $d_l/2$ más cercana al refuerzo de tracción por flexión.

$$A_{sk} \geq 0.3(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad (5.10)$$

Donde:

A_{ps} Área del acero de preesfuerzo (mm^2)

A_s Área del refuerzo a tracción (mm^2)

El espaciamiento máximo de la armadura superficial no debe exceder de $d_e/6$ o 30 cm" (AASHTO, 2014).

5.1.2.7 Estado límite de fatiga

“Las propiedades de la sección para determinar el límite de fatiga deben tener secciones fisuradas cuando la suma de los esfuerzos, debidas a las cargas permanentes, preesfuerzo no factorizadas y la combinación de carga de fatiga I, es a tracción y excede $0.25\sqrt{f'_c}$ en MPa.

Para efectos de fatiga, los elementos de concreto deben satisfacer:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (5.11)$$

Para refuerzo convencional sin una soldadura transversal debe tomarse como:

$$(\Delta F)_{TH} = 1692.73 - 0.33f_{min} \quad (5.12)$$

Donde:

γ Factor de carga para la combinación de carga de fatiga I

Δf Intervalo de esfuerzos de carga viva debido al paso de la carga de fatiga (MPa)

$(\Delta F)_{TH}$ umbral de fatiga de amplitud constante (MPa)" (AASHTO, 2014)

5.1.2.8 Estado límite de resistencia

5.1.2.8.1 Losas del tablero

Los momentos de diseño de carga viva sin factorizar para muchos tableros usados en la práctica de losa de concreto se encuentran en la siguiente tabla: (Anexo 3) (AASHTO, 2014)

5.1.2.8.2 Resistencia a la flexión factorizada

"La resistencia a la flexión factorizada, M_r , es igual a:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.13)$$

Donde:

M_n Resistencia nominal (kN m)

ϕ Factor de resistencia

5.1.2.8.3 Resistencia a la flexión nominal para secciones rectangulares

Para secciones rectangulares sometidas a flexión y donde la profundidad de la aleta a compresión no es menor a $a = c\beta_1$, y tomando $b = b_w$ la resistencia nominal a la flexión puede calcularse como:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.14)$$

Donde:

A_{ps} Área del acero de preesfuerzo (mm^2)

f_{ps} Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo en la resistencia nominal a la flexión (MPa)

d_p Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del acero de preesfuerzo (mm)

A_s Área de refuerzo no preesforzado a tracción (mm^2)

- f_s Esfuerzo en el acero no tensionado de refuerzo a tracción, en la resistencia nominal a flexión (MPa)
- d_s Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción no preesforzado (mm)
- A'_s Área del refuerzo a compresión (mm^2)
- f'_s Esfuerzo en el acero dulce de refuerzo a compresión, en la resistencia nominal a flexión (MPa)
- d'_s Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a compresión (mm)
- f'_c Resistencia especificada a compresión del concreto a 28 días, a menos que se especifique otra edad (MPa)
- b Ancho de la cara de compresión del miembro; para una aleta a compresión, en el ancho efectivo de la aleta (mm)
- b_w Ancho del alma o el diámetro de una sección circular (mm)
- h_f Profundidad de la aleta de compresión de un miembro en I o en T (mm)
- a Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (mm)

- **Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos**

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos, a , puede tomarse como:

$$a = c\beta_1 \quad (5.15)$$

- β_1 Factor del bloque de esfuerzos, debe tomarse como 0.85 para resistencias del concreto que no excedan de 28 MPa. Para concretos mayores a 28 MPa, debe reducirse a una tasa de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no debe ser menor que 0.65
- c Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión (mm)” (AASHTO, 2014).

5.1.2.9 Barreras de concreto vehiculares

“Las barreras de concreto se diseñan principalmente para contener y redireccionar un vehículo que ha perdido el control, de modo que los efectos sean notoriamente menores que las consecuencias esperadas sin esta estructura.

Las barreras de contención son elementos diseñados para situaciones especiales de riesgo que suceden en las vías, en las que se requiere de sistemas que protejan a los usuarios tanto conductores como espectadores inocentes, que son aquellos usuarios que viven, circulan o desarrollan diferentes actividades en los entornos de los caminos”. (NEVI-12, 2013)

- **Criterios para seleccionar el nivel de ensayo**

“Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

- Nivel de ensayo uno (TL-1)
Es aceptable en las zonas de circulación en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles de muy bajo volumen de tráfico y baja velocidad
- Nivel de ensayo dos (TL-2)
Es aceptable en las zonas de circulación y la mayor parte de las calles en las que las condiciones del lugar de emplazamiento son favorables; también en lugares en los que se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.
- Nivel de ensayo tres (TL-3)
Es aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las que la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del lugar de emplazamiento son favorables.
- Nivel de ensayo cuatro (TL-4)
Es aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autopistas, autovías en las que el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.
- Nivel de ensayo cinco (TL-5)
Es aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una cantidad significativa de grandes camiones

o cuando las condiciones desfavorables del lugar de emplazamiento justifican un mayor nivel de soporte de las barandas.

- Nivel de ensayo seis (TL-6)

Es aceptable para aplicaciones en las que se anticipa la circulación de camiones tipo carro tanque, cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, peculiarmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del lugar de emplazamiento.

Los criterios para escoger el nivel de ensayo correcto deben corresponder a los pesos, velocidades de los vehículos y los ángulos de impacto especificados en la siguiente tabla:

TABLA 5.4 Niveles de ensayos para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque.

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	7000	8000	20000	80000	220000	355000	355000
W (N)	7000	8000	20000	80000	220000	355000	355000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ (grados)	20	20	25	15	15	15	15
Nivel de ensayo	Velocidades de ensayo (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- **Altura del parapeto o baranda de tráfico**

Las barandas de hormigón para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de:

- TL-3: 68.5 cm
- TL-4: 81.3 cm
- TL-5: 106.7 cm
- TL-6: 228.6 cm

La mínima altura para una baranda de hormigón de cara vertical debe ser de 68.5 cm. La altura de otros tipos de barandas combinadas de metal y hormigón no debe

ser menor que 68.6 cm y debe probarse que son adecuadas mediante ensayo de choque” (AASHTO, 2014).

- **Geometría**

“En las barandas para tráfico vehicular, las pautas para definir la máxima abertura libre debajo del elemento longitudinal inferior, c_b , las distancias de los postes, S , y la máxima abertura entre elementos longitudinales inferiores, c , se deben basar en los criterios siguientes:

- El ancho total del elemento longitudinal o elementos longitudinales inferiores en contacto con el vehículo, $\sum A$, no debe ser menor que 25% de la altura de la baranda.
- Los anchos de contacto de los elementos longitudinales inferiores de las barandas típicas se pueden tomar como se ilustra en la siguiente figura:

FIGURA 5.2 Barandas típicas de tráfico



FUENTE: (AASHTO, 2014)

- **Fuerzas de diseño**

La altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma como sigue:

$$H_e = G - \frac{WB}{2F_t} \quad (5.16)$$

Donde:

G Altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente (mm)

- W Peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido (N)
- B Separación entre los bordes exteriores de ruedas de un eje (mm)
- F_t Fuerza transversal correspondiente al nivel de ensayo requerido (N)”
(AASHTO, 2014).

TABLA 5.5 Fuerzas de diseño para barandas vehiculares

Fuerzas de diseño y simbolgía	Niveles de ensayo para las barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60,000	120,000	240,000	240,000	550,000	780,000
Longitudinal F_L (N)	20,000	40,000	80,000	80,000	183,000	260,000
Vertical descendente F_v (N)	20,000	20,000	20,000	80,000	355,000	355,000
L_t y L_L (mm)	1,220	1,220	1,220	1,070	2,440	2,440
L_v (mm)	5,500	5,500	5,500	5,500	12,200	12,200
H_g mín (mm)	460	510	610	810	1,070	1,420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1,070	22,290

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.1.2.9.1 Barandas de peatones

- **Geometría**

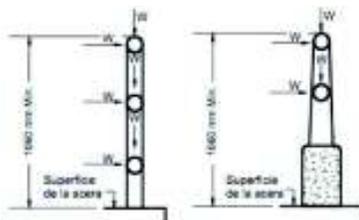
“La mínima altura para barandas de peatones es de 106.7 cm, medida a partir de la cara superior del andén.

Una baranda para peatones puede estar conformada por elementos verticales y/o horizontales. La abertura libre entre los elementos debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 15.2 cm de diámetro” (AASHTO, 2014)

- **Cargas vivas de diseño**

La carga viva para diseñar las barandas peatonales se debe tomar como $W = 0.73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea.

FIGURA 5.3 Cargas que actúan sobre las barandas para peatones



Fuente: (AASHTO, 2014)

5.1.2.9.2 Barandas para ciclistas

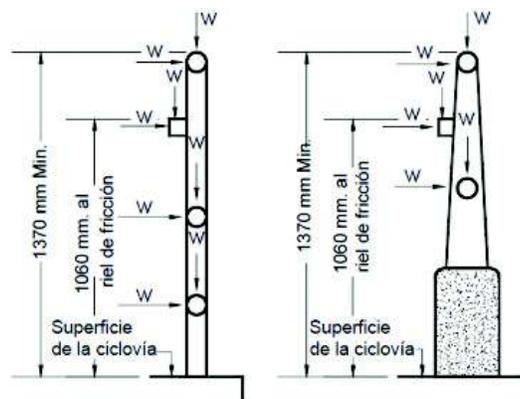
- **Geometría**

“La altura de las barandas no debe ser menor que 107.0 cm medidos a partir de la cara superior de la superficie de rodamiento” (AASHTO, 2014).

- **Cargas vivas de diseño**

“Si el elemento está ubicado a una altura mayor que 137 cm por encima de la superficie de rodadura las cargas de diseño deben ser determinadas por el diseñador. Las cargas de diseño para los 137 cm inferiores de las barandas para los ciclistas no deben ser menores que las cargas aplicadas en las barandas peatonales” (AASHTO, 2014).

FIGURA 5.4 Cargas que actúan sobre las barandas para ciclistas



Fuente: (AASHTO, 2014)

5.1.3 EJEMPLO DE LOSA SIMPLEMENTE APOYADA

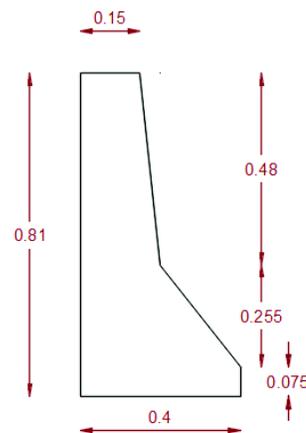
Diseñar la losa de un puente simplemente apoyado de 10.0 m de longitud, que posea armadura principal paralela al tráfico y usar la sección transversal que se muestra en la figura. Utilizar concreto de $f'c = 30 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. El camión de diseño será el usado por el Ministerio de Transporte de Obras Públicas (MTO).

FIGURA 5.5 Sección longitudinal del puente



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.6 Barrera de concreto

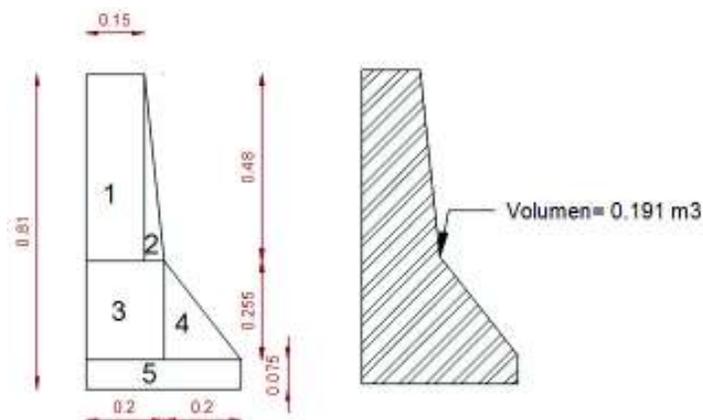


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.1.3.1 Cálculo Volumen y Peso de la Barrera

Calculando para una longitud de barrera de 1m, se tiene los siguientes valores de volumen y peso de la misma.

FIGURA 5.7 Secciones y volumen de barrera

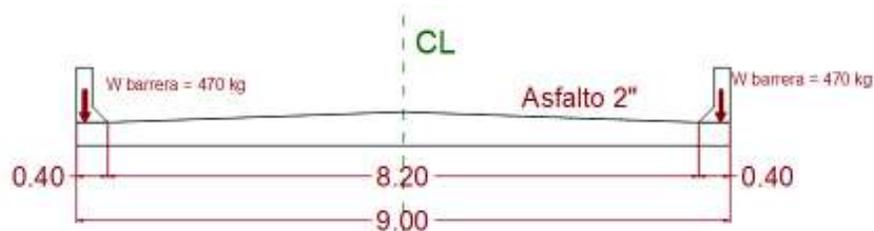


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Sección	Área [m ²]	Ancho [m]	Volumen [m ³]
1	0.072	1	0.072
2	0.012	1	0.012
3	0.051	1	0.051
4	0.0255	1	0.0255
5	0.03	1	0.03
Total			0.191

$$W_{barrera} = 0.191 \text{ m}^3 * 2447.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 467.43 \text{ kg} \approx 470 \text{ kg}$$

FIGURA 5.8 Sección transversal de losa



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.1.3.2 Pre-dimensionamiento

$$t_{min} = \frac{1.2 * (S + 3000)}{30}$$

Tabla 5.1

$$t_{min} = \frac{1.2 * (10000 + 3000)}{30} = 0.52 \text{ m}$$

Finalmente tomamos $t = 0.55 \text{ m}$

5.1.3.3 Diseño de la franja interior (para 1m de ancho)

5.1.3.3.1 Momentos de flexión por carga

El momento máximo ocurre a 4.70 m del apoyo izquierdo o a 0.30 m del centro de luz por lo tanto todos los momentos deben ser calculados a esa distancia (Ver Anexo 1).

- **Carga Muerta (DC)**

$$W_{losa} = 0.55m * 1.0m * 2.447 \frac{T}{m^3} = 1.35 \frac{T}{m} = 13.24 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC} = R_i(x) - q \left(\frac{x^2}{2} \right) = 6.75 T(4.70m) - 1.35 \frac{T}{m} \left(\frac{4.70^2 m^2}{2} \right)$$

$$M_{DC} = 16.81 T.m = 164.91 kN.m$$

- **Carga por superficie de rodadura (DW)**

Para este literal se asume un espesor de asfalto de 0.05 m.

$$W_{asfalto} = 0.05m * 1.0m * 2.25 \frac{T}{m^3} = 0.11 \frac{T}{m} = 1.08 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = R_i(x) - q \left(\frac{x^2}{2} \right) = 0.55m(4.70m) - 0.11 \left(\frac{4.70^2 m^2}{2} \right) = 1.37 T.m$$

$$M_{DW} = 1.37 T.m = 13.44 kN.m$$

- **Carga viva**

Para obtener directamente la carga viva causada por el camión más incremento por carga dinámica ($M_{LL} + IM$) se puede ir al ANEXO 1, en donde dependiendo de la luz del puente, se obtiene el valor de momento más un incremento por carga dinámica de (33 %) en estado límite de resistencia I.

$$M_{(LL+IM)} = 86.79 T.m \text{ a } 0.30m \text{ del centro de luz.}$$

Momento en un ancho de faja para carga viva E.

- **Número de carriles**

$$N_L = \frac{8200}{3600} = 2.28 \quad (4.4)$$

Por lo tanto, se deben tomar dos carriles.

- **Caso de 2 o más vía cargadas**

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (5.2)$$

³ Peso Específico del hormigón= 2.447 T/m³ tomado de la tabla 4.1.

⁴ Peso Específico del hormigón asfáltico= 2.25 T/m³ tomado de la tabla 4.1.

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{10000 * 9000} \leq \frac{9000}{2}$$

$$E = 3238.42 \text{ mm} \leq 4500 \text{ mm}$$

$$E = 3.24 \text{ m} < 4.50 \text{ m}$$

Donde:

W Ancho transversal del puente

- **Caso de una vía cargada**

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad (5.1)$$

$$E = 250 + 0.42\sqrt{10000 * 9000} = 4234.47 \text{ mm} = 4.23 \text{ m}$$

El ancho de faja más crítico para este caso es $E = 3.24 \text{ m}$.

$$M_{(LL+IM)} = \frac{86.79 \text{ T.m}}{3.24 \text{ m}} = 26.78 \frac{\text{T.m}}{\text{m}} = 262.71 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

El momento se divide para 3.24, por que se quiere llevar a un ancho de 1m.

5.1.3.3.2 Resumen de momentos flectores

TABLA 5.6 Resumen de momentos y factores de carga

Carga	M (+) [T.m]	g		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	16.81	1.25	1.0	0.0
DW	1.37	1.50	1.0	0.0
LL+IM	26.78	1.75	1.0	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Las combinaciones de carga serán:

Resistencia I: $U = n[1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)]$

Servicio I: $U = n[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$

Fatiga I: $U = n[1.50 (LL + IM)]$

5.1.3.3.3 Cálculo de acero

- **Por resistencia**

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (Ver literal 4.2)

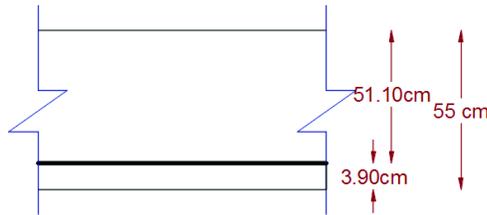
$$M_U = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_U = 1[1.25 (16.81) + 1.5 (1.37) + 1.75 (26.78)] = 69.93 T.m = 686 kN.m$$

- **As principal paralelo al tráfico**

Se asume una varilla de acero de $\varnothing 28$ mm y un recubrimiento de $r = 2.5$ cm, este recubrimiento se obtiene de (Ver literal 5.1.2.6.2)

FIGURA 5.9 Ubicación del As principal paralelo al tráfico



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$z = 2.5 \text{ cm} + \frac{2.8 \text{ cm}}{2} = 3.90 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 3.90 \text{ cm} = 51.10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Para poder resolver este sistema se requiere una segunda ecuación, así se obtienen dos ecuaciones con dos incógnitas, y se determina el valor de a y de A_s .

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}, \text{ no hay acero en compresión, ni acero de pretensado}$$

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 300 * 100} = 0.165 A_s$$

$$A_s = \frac{69.93 * 10^5 \text{ Kg.cm}}{0.9 * 4200 * \left(51.10 - \frac{0.165 A_s}{2}\right)} = 38.61 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.165(38.61) = 6.37 \text{ cm}$$

$$S = \frac{6.16}{38.61} = 0.159 \text{ m} \approx 0.16 \text{ m}$$

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 28 \text{ mm @ } 0.16 \text{ m}$.

Revisión del espaciamiento máximo.

$$S_{m\acute{a}x} = 1.5 * t = 1.5 * 0.55 \text{ m} = 0.825 \text{ m}$$

$$S = 0.45 \text{ m}$$

$$0.16 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 0.825 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

- **As mínimo**

En este se tiene que la cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.1 M_{cr}$ y $1.33 M_u$ (Literal 5.1.2.5.3)

- $1.1 M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] = 0.62 * \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{300} = 34.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 55^2}{6} = 50416.66 \text{ cm}^3$$

S_c Módulo elástico de la sección de hormigón

$$1.1 M_{cr} = 1.1 f_r * S_c = 1.1 * 34.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 50416.66 \text{ cm}^3 = 19.32 \text{ T.m} = 189.53 \text{ kN.m}$$

- $1.33 M_u$

$$1.33 M_u = 1.33 * 69.93 = 93 \text{ T.m} = 912.33 \text{ kN.m}$$

El menor valor entre los dos casos es 19.32 T.m , la cantidad de acero calculado es 38.61 cm^2 y resiste un $M_u = 69.93 \text{ T.m}$

Por lo que $69.93 \text{ T.m} > 19.32 \text{ T.m}$ ok.

- **As de distribución**

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} = \frac{1750}{\sqrt{10000}} = 17.5 \% \quad \text{(5.3)}$$

$$A_{S_{repart}} = 0.175 * 38.61 \text{ cm}^2 = 6.76 \text{ cm}^2$$

Si se usa varillas de $\emptyset = 16\text{mm}$ la separación será:

$$S = \frac{2.01}{6.76} = 0.30 \text{ m}$$

$$0.3 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 3t = 1.65 \text{ m} \quad OK$$

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 16\text{mm} @ 0.30 \text{ m}$.

- **As de temperatura**

$$A_{S_{tem}} = \frac{750 * b * h}{2(b + h) * f_y} \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (5.6)$$

$$A_{S_{tem}} = \frac{750 * 9000 * 550}{2(9000 + 550) * 420} = 462.80 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 4.63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{en cada cara})$$

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 4.63 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad Ok$$

Si se usa varillas de 12 mm la separación será:

$$s = \frac{1.13}{4.63} = 0.244 \approx 0.25 \text{ m}$$

Estos valores deben ser probados con lo que se estipula en el literal 5.1.2.5.4.

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * t = 3 * 0.55 = 1.65 \text{ m}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.45 \text{ m}$$

$$0.25 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 1.65 \text{ m} \quad OK$$

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 12 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}$.

5.1.3.3.4 Revisión de fisuración por distribución de armadura

Para el acero principal positivo paralelo al tráfico

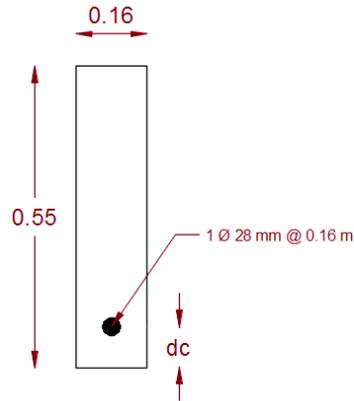
- **Momento actuante**

Si se usa la sección agrietada y una franja de 0.16 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$ (Ver literal 4.2)

$$M_s = n [1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_s = 1[1.0(16.81) + 1.0(1.37) + 1.0(26.78)] = 44.96 T.m = 441.06 kN.m$$

FIGURA 5.10 Franja de ancho tributario



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Si se tiene un ancho de 0.16 m:

$$M_s = 44.96 * 0.16 = 7.19 T.m = 70.53 kN.m$$

- **Ubicación del eje neutro**

$$E_s = 200 GPa = 2.04 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}^5$$

$$E_c = 0.043 * K_1 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad (MPa)^6$$

$$E_c = 0.043 * 1 * 2447^{1.5} * \sqrt{30}$$

$$E_c = 28508.87 MPa$$

$$E_c = 290.709 * 10^3 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{290.709 * 10^3} = 7.01 \approx 7$$

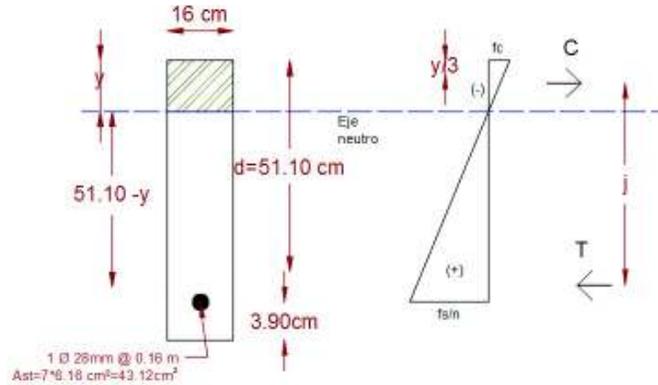
n Relación modular o coeficiente de equivalencia

⁵ Tomado del literal 3.2.1.1.

⁶ Tomado del literal 3.1.1.2.

$$dc = 2.5 \text{ cm} + \frac{2.80}{2} \text{ cm} = 3.90 \text{ cm}$$

FIGURA 5.11 Ubicación del eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$A_{st} = \text{Área de acero} * n$$

A_{st} Área de sección de acero transformada:

$$A_{st} = 7 * 6.16 = 43.12 \text{ cm}^2$$

$$16 y \left(\frac{y}{2}\right) = 43.12 (51.10 - y)$$

$$y = 14.12 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio**

El brazo que existe entre las cargas es j.

$$j = d - \frac{y}{3} = 51.10 - \frac{14.12}{3} = 46.39 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{7.19 * 10^5}{46.39 * 6.16} = 2516.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

- **Separación máxima de la armadura**

$$S_{max} = \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2dc \quad (5.8)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)} = 1 + \frac{3.90}{0.7(55 - 3.90)} = 1.10 \quad (5.9)$$

Como es acero de fondo se toma $\gamma_e = 1.00$ (Condición de exposición clase 1).

$$S_{max} = \frac{123000 (1)}{1.10 * 2516.07} - 2(3.90) = 36.64 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \text{ Ok}$$

5.1.3.4 Diseño de la franja de borde

5.1.3.4.1 Ancho de franja para bordes longitudinales de losa

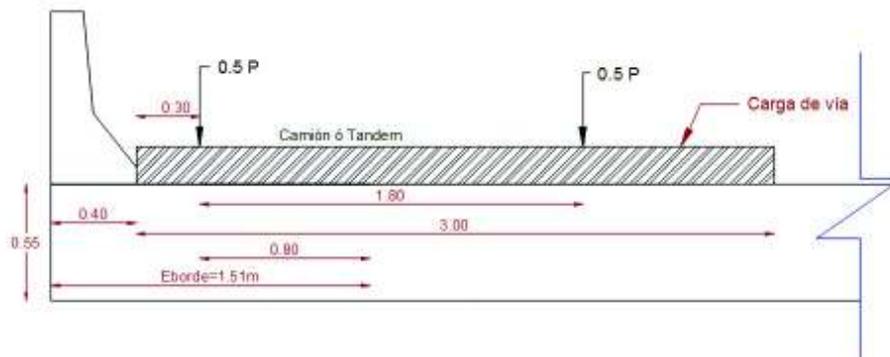
Con $E=3.24 \text{ m}$

$$E_{borde} = 0.40\text{m} + 0.30\text{m} + \frac{3.24\text{m}}{4} = 1.51 \text{ m} < \frac{E}{2} \text{ ó } 1.80\text{m} \text{ Ok.}$$

$$1.51 \text{ m} < \frac{3.24\text{m}}{2} = 1.62\text{m} \text{ ó } 1.80\text{m} \text{ Ok}$$

$$E_{borde} = 1.51 \text{ m}$$

FIGURA 5.12 Ancho de borde



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.1.3.4.2 Momentos de flexión por cargas asumiendo una franja de 1m de ancho

Los momentos en la franja de borde ocurren igual que en la franja interior a 0.30 m del centro de luz o 4.70 m del borde.

- **Carga Muerta (DC)**

$$W_{losa} = 0.55\text{m} * 1.0\text{m} * 2.447 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 1.35 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 13.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El peso de la barrera se asume distribuido en el E de borde.

$$W_{barrera} = \frac{0.47T}{1.51 m} = 0.31 \frac{T}{m} = 3.04 \frac{kN}{m}$$

$$W_{DC} = 1.35 \frac{T}{m} + 0.31 \frac{T}{m} = 1.66 \frac{T}{m} = 16.28 \frac{kN}{m}$$

$$= R_i(x) - q \left(\frac{x^2}{2} \right) = 8.3 T (4.70m) - 1.66 \frac{T}{m} \left(\frac{4.70^2 m^2}{2} \right)$$

$$M_{DC} = 20.67 T.m = 202.77 kN.m$$

- **Carga por superficie de rodadura**

$$W_{asfalto} = \frac{0.11 \frac{T}{m} * (1.51m - 0.40m)}{1.51 m} = 0.08 \frac{T}{m} = 0.78 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = R_i(x) - q \left(\frac{x^2}{2} \right) = 0.4 (4.70) - 0.08 \left(\frac{4.70^2}{2} \right) = 0.99 T.m \approx 1 T.m$$

$$M_{DW} = 1 T.m = 9.81 kN.m$$

- **Carga Viva**

Para una sola línea de rueda de tándem crítico y una porción fraccionaria de la carga de vía de 3m de ancho, ya que solo cabe una línea de rueda de las dos que tiene cada eje, del ANEXO 1 se toma el momento con la consideración del 33% por carga dinámica y el momento por carga de carril.

$$M_{LL+IM} = \frac{0.5 * 56.33 Tm * 1.33 + 11.88Tm \left(\frac{0.30m + 0.8m}{3m} \right)}{1.51m}$$

$$M_{LL+IM} = 27.69 T.m = 271.64 kN.m$$

Se divide para 1.51 m, porque se desea llevar a un ancho de 1m.

5.1.3.4.3 Resumen de momentos flectores

TABLA 5.7 Resumen de momentos flectores y factores de carga

Carga	M (+) [T.m]	g		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	20.67	1.25	1.0	0.0
DW	1	1.50	1.0	0.0
LL+IM	27.69	1.75	1.0	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.1.3.4.4 Cálculo de acero

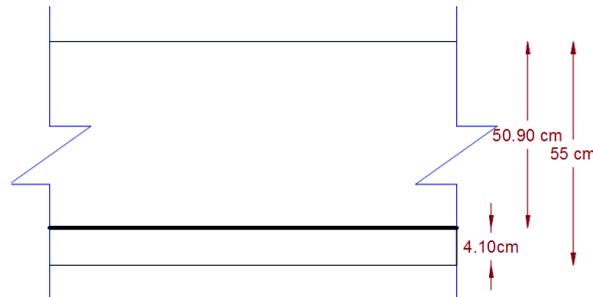
Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (Ver literal 4.2)

$$M_U = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_U = 1[1.25 (20.67) + 1.5 (1) + 1.75 (27.69)] = 75.80 T.m = 743.60 kN.m$$

- **Acero principal paralelo al tráfico**

Se asume una varilla de acero de 32 mm y un recubrimiento de $r=2.5$ cm (Ver literal 5.1.2.6.2)

FIGURA 5.13 Ubicación del As principal paralelo al tráfico

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$z = 2.5 \text{ cm} + \frac{3.2 \text{ cm}}{2} = 4.10 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 4.10 \text{ cm} = 5.90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Para poder resolver este sistema se requiere de una segunda ecuación, así se obtienen dos ecuaciones con dos incógnitas, y se determina el valor de a y de A_s .

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 300 * 100} = 0.165 A_s$$

$$A_s = \frac{75.79 * 10^5 \text{ Kg. cm}}{0.9 * 4200 * \left(50.90 - \frac{0.165 A_s}{2}\right)}$$

$$A_s = 42.29 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.165(42.29) = 6.97 \text{ cm}$$

$$S = \frac{8.04}{42.29} = 0.19 \text{ m} = 0.18 \text{ m}$$

El espaciamiento es 0.19 m, pero no satisface la fisuración por ende se opta por un ancho equivalente de 0.18 m con el cual si pasa la revisión de fisuración.

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 32\text{mm} @ 0.18 \text{ m}$.

Revisión del espaciamiento máximo.

$$S_{m\acute{a}x} = 1.5 * t = 1.5 * 0.55 \text{ m} = 0.825 \text{ m}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.45 \text{ m}$$

$$0.18 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 0.825 \text{ m} \text{ Ok}$$

- **As mínimo**

En este se tiene que la cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.1 Mcr y 1.33 Mu.

- $1.1M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'c} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] = 0.62 * \sqrt{f'c} \text{ [MPa]}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{300} = 34.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 55^2}{6} = 50416.66 \text{ cm}^3$$

$$1.1M_{cr} = 1.1 * fr * Sc = 1.1 * 34.81 * 50416.66 = 19.32 T.m = 189.53 kN.m$$

- 1.33 M_u

$$1.33 M_u = 1.33 * 75.79 = 100.80 T.m = 988.85 kN.m$$

El menor valor entre los dos casos es 19.32 T.m, la cantidad de acero calculado es 42.29 cm² y resiste un $M_u = 75.79 T.m$

Por lo que 75.79 T.m > 19.32 T.m ok.

- **Acero de distribución**

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} = \frac{1750}{\sqrt{10000}} = 17.5 \% \quad (5.3)$$

$$A_{S_{repart}} = 0.175 * 42.29 cm^2 = 7.40 cm^2$$

Si se usa varillas de $\emptyset = 16mm$ la separación será:

$$S = \frac{2.01}{7.40} = 0.27 m$$

$$0.27 m < 0.45 m < 3t = 1.65 m \quad OK$$

Por lo tanto, se debe usar 1 $\emptyset 16mm @ 0.27 m$.

5.1.3.4.5 Revisión de fisuración por distribución de armadura

Para el acero principal positivo paralelo al tráfico

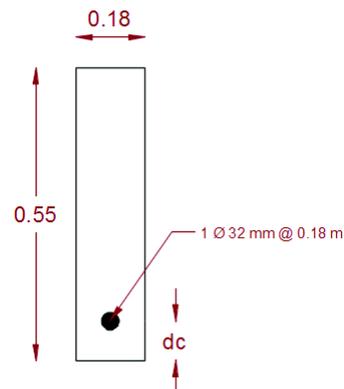
- **Momento actuante**

Si se usa la sección agrietada y una franja de 0.18 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$ (Ver literal 4.2)

$$M_s = n [1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_s = 1 [1.0 (20.67) + 1.0(1) + 1.0 (27.69)]$$

$$M_s = 49.36 \frac{T.m}{m} = 484.22 \frac{kN.m}{m}$$

FIGURA 5.14 Franja de ancho tributario

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

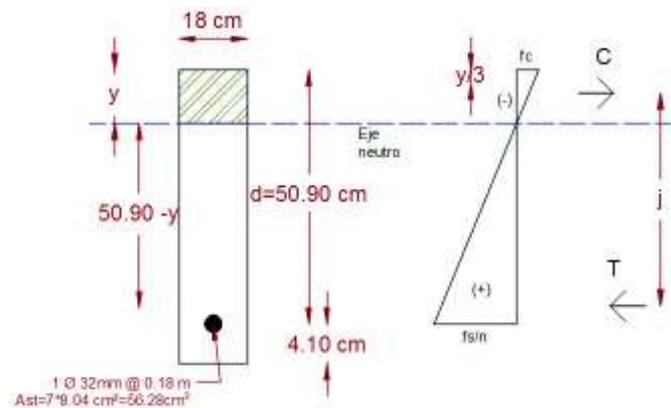
Si se tiene un ancho de 0.15 m:

$$M_s = 49.36 * 0.18 = 8.88 T.m = 87.11 kN.m$$

- **Ubicación del eje neutro**

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{282.374 * 10^3} = 7.22 \approx 7$$

$$d_c = 2.5 \text{ cm} + \frac{3.20}{2} \text{ cm} = 4.10 \text{ cm}$$

FIGURA 5.15 Ubicación del eje neutro

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$A_{st} = \text{Área de acero} * n$$

A_{st} Área de sección de acero transformada:

n Relación modular

$$A_{st} = 7 * 8.04 = 56.28 \text{ cm}^2$$

$$18 y \left(\frac{y}{2}\right) = 56.28 (50.90 - y)$$

$$y = 14.98 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio**

El brazo que existe entre las cargas es j .

$$j = d - \frac{y}{3} = 50.90 - \frac{14.98}{3} = 45.90 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{8.88 * 10^5}{45.90 * 8.04} = 2406.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

- **Separación máxima de la armadura**

$$S_{max} = \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2dc \tag{5.8}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)} = 1 + \frac{4.10}{0.7(55 - 4.10)} = 1.12 \tag{5.9}$$

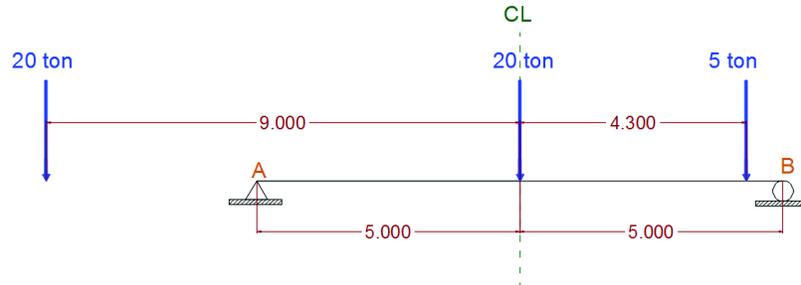
Como es acero de fondo se toma $\gamma_e = 1.00$ (Condición de exposición clase 1).

$$S_{max} = \frac{123000 (1)}{1.12 * 2406.27} - 2(4.10) = 37.44 \text{ cm} > 18 \text{ cm} \text{ Ok}$$

5.1.3.5 Fatiga

5.1.3.5.1 Carga de Fatiga

FIGURA 5.16 Camión de diseño para carga de fatiga



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Para poder saber cuál es el momento de fatiga se puede ir al ANEXO 1 (Momento por fatiga) y dependiendo de la luz se obtiene el mismo con un factor de presencia múltiple de 0.15.

$$M_{(LL+IM)} = 60.04 T.m = 588.99 kN.m$$

Este momento ocurre a 4.57m del apoyo.

Diseño de Fatiga I, $n = n_D n_R n_I = 1$ (Ver literal 4.2)

$$M_{fat} = n[1.5M_{(LL+IM)}]$$

$$M_{fat} = 1[1.5(60.04)] = 90.06 T.m = 883.49 kN.m$$

Considerando un ancho efectivo para una sola vía cargada $E = 4.23$.

$$M_{fat} = \frac{90.06 T.m}{4.23 m} = 21.29 \frac{T.m}{m} = 208.85 \frac{kN.m}{m}$$

5.1.3.5.2 Sección Fisurada

$$f_{tracc} = 0.80 * \sqrt{f'_c} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{tracc} = 0.80 * \sqrt{300} = 13.86 \frac{kg}{cm^2} = 1.36 MPa$$

$$M'_{fat} = 16.88 + 0.825 + 21.29 = 38.99 T.m = 382.49 kN.m$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S_c} = \frac{38.99 * 10^5}{\left(\frac{100 * 55^2}{6}\right)} = 77.34 \frac{kg}{cm^2} = 7.58 MPa$$

Como $f_{fat} = 77.34 \frac{kg}{cm^2} > 13.86 \frac{kg}{cm^2}$, se usará sección agrietada.

5.1.3.5.3 Verificación de Esfuerzos (Franja interior)

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga viva**

Con $A_s = 1\emptyset 28mm @ 0.16 m$

$$A_s = \frac{6.16 cm^2}{0.16 m} = 38.5 \frac{cm^2}{m}$$

$$j = d - \frac{y}{3} = 51.10 - \frac{14.12}{3} = 46.39 cm$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s * j} = \frac{21.29 * 10^5}{38.5 * 46.39} = 1192.04 \frac{kg}{cm^2} = 116.90 MPa$$

- **Esfuerzo debido a la carga permanente**

$$f_{DL} = \frac{M_{(DC+DW)}}{A_s * j} = \frac{(16.81 + 1.37) * 10^5}{38.5 * 46.39} = 1017.90 \frac{kg}{cm^2} = 99.82 MPa$$

- **Rango máximo de esfuerzo**

$$f_{min} = 0 + 1017.90 \frac{kg}{cm^2} = 1017.90 \frac{kg}{cm^2} = 99.82 MPa$$

$$f_{máx} = 1192.04 \frac{kg}{cm^2} + 1017.90 \frac{kg}{cm^2} = 2209.94 \frac{kg}{cm^2} = 216.72 MPa$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$f_f = f_{máx} - f_{min} = 2209.94 \frac{kg}{cm^2} - 1017.90 \frac{kg}{cm^2} = 1192.04 \frac{kg}{cm^2} = 116.90 MPa$$

El rango límite es:

$$f_{límite} = 1692.73 - 0.33f_{min} = 1692.73 - 0.33 * 1017.90 \quad (5.12)$$

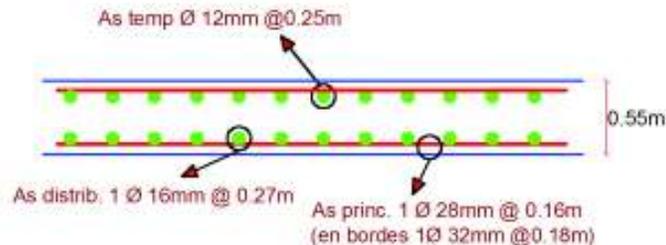
$$f_{límite} = 1356.82 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{límite} > f_f$$

$$1356.82 \frac{kg}{cm^2} > 1192.04 \frac{kg}{cm^2} \text{ Ok}$$

5.1.3.6 Distribución de Acero en el Puente Losa

FIGURA 5.17 Distribución de Acero en Puente Losa

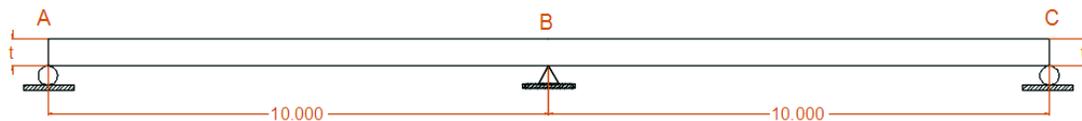


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.1.4 EJEMPLO DE LOSA CON UN APOYO INTERMEDIO

Diseñar la losa de un puente que tiene un pilar de 1 m de ancho en la mitad y luces de 10.0 m, que tenga armadura principal paralela al tráfico y con la sección transversal que se muestra en la figura. Utilizar concreto de $f'c = 30 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. El camión de diseño será el usado por el MTOP. Use la misma barrera y ancho del puente del ejercicio anterior.

FIGURA 5.18 Sección longitudinal del puente



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Se usará la misma barrera y sección transversal del ejemplo anterior.

5.1.4.1 Consideraciones iniciales

Para diseñar un puente de luces múltiples se puede escoger la opción de realizarlo como la unión de luces simples, pero detallarlo como continuo con el fin de evitar colocar juntas de expansión en la losa del tablero. Se debe añadir refuerzo en el tablero adyacente a los apoyos interiores de modo que se pueda controlar el agrietamiento que puede ocurrir debido a la acción continua de la estructura.

5.1.4.2 Pre-dimensionamiento

$$t_{\min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 0.175 \quad (\text{Tabla 5.1})$$

$$t_{\min} = \frac{10000 + 3000}{30} = 433.33 \text{ mm} = 0.43 \text{ m}$$

finalmente tomamos $\approx t = 0.45 \text{ m}$

5.1.4.3 Diseño de la franja interior (1 m de ancho)

5.1.4.3.1 Momentos de flexión por carga

Con la ayuda del programa Ftool se puede determinar el diagrama de momentos.

- **Momento negativo (-)**

El momento negativo será calculado en el apoyo intermedio B para franjas de losa de 1 metro.

- **Momento positivo (+)**

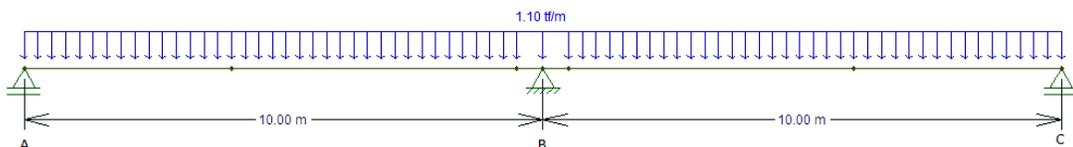
Como el puente tiene una luz de 10 m entre los dos apoyos, el máximo momento positivo en \overline{AB} es igual al máximo momento en \overline{BC} y ocurre a $0.4L$, este cálculo se realizará para franjas de losa de 1 metro.

- **Carga muerta (DC)**

$$W_{\text{losa}} = 0.45 \text{ m} * 1.0 \text{ m} * 2.447 \text{ T/m}^3$$

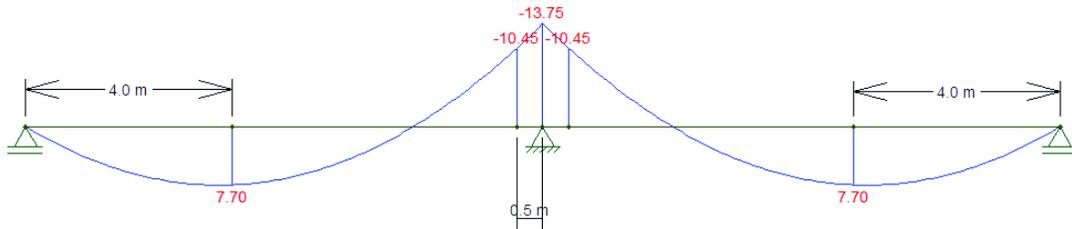
$$W_{\text{losa}} = 1.10 \text{ T/m} = 10.78 \text{ kN/m}$$

FIGURA 5.19 Peso de la losa [T/m]



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.20 Momentos positivos y negativos debido al peso de la losa $T \cdot m$



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- Momentos negativos

Se toman en la cara del apoyo B:

$$M_{DC} = -13.75 T \cdot m = -134.89 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{DC,izquierda} = M_{DC,derecha} = -10.45 T \cdot m = -102.51 \text{ kN} \cdot m$$

- Momentos positivos

Se toma a $0.4L$:

$$M_{DC} = 7.70 T \cdot m = 75.54 \text{ kN} \cdot m$$

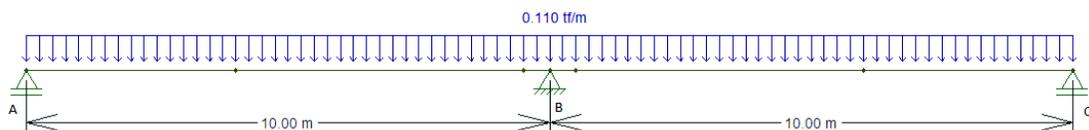
- **Carga por superficie de rodadura (DW)**

Se asume un espesor de asfalto de $0.05 m$ o 2 pulgadas.

$$W_{asfalto} = 0.05 m * 1.0 m * 2.25 \frac{T}{m^3}$$

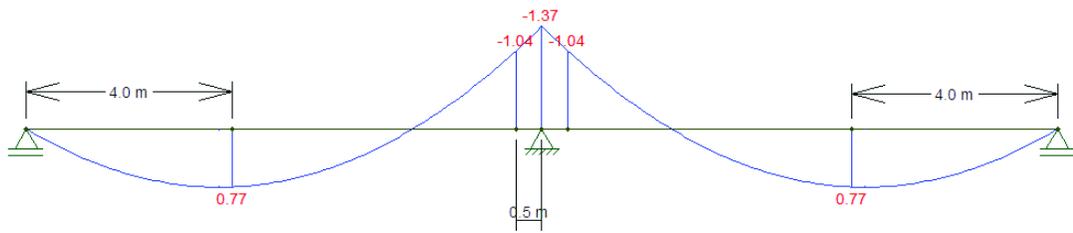
$$W_{asfalto} = 0.11 \frac{T}{m} = 1.10 \text{ kN}/m$$

FIGURA 5.21 Peso de la superficie de rodadura $[T/m]$



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

FIGURA 5.22 Momentos positivos y negativos debido a la superficie de rodadura $T.m$



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Momentos negativos

Se toman en la cara del apoyo B:

$$M_{DW} = -1.37 T.m = -13.44 kN.m$$

$$M_{DW,izquierda} = M_{DW,derecha} = -1.04 T.m = -10.20 kN.m$$

- Momentos positivos

Se toman a $0.4L$:

$$M_{DW} = 0.77 T.m = 6.87 kN.m$$

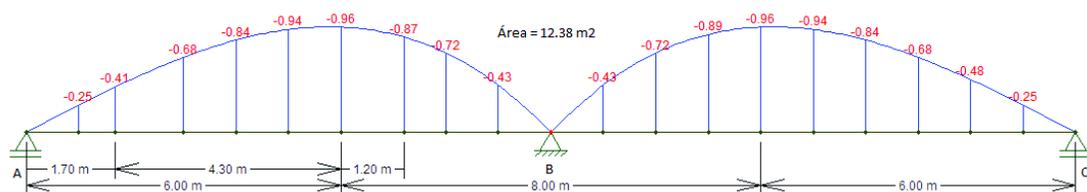
- Carga viva

Para el diseño por carga viva se usa el camión MTOP y una carga de carril de $9.00 kN/m$. (literal 4.4.2)

- Momento negativo

Haciendo uso de las líneas de influencia para momentos en el apoyo B, se determina los valores de momento negativo.

FIGURA 5.23 Líneas de influencia para momentos respecto al apoyo B

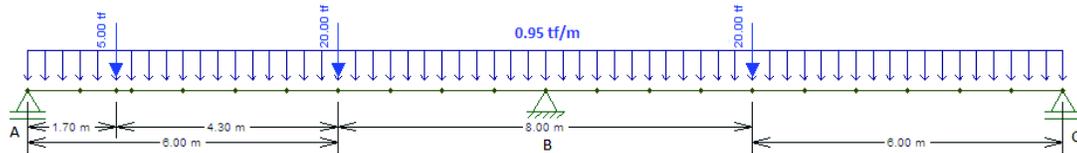


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Ahora se debe determinar momento producido por el camión de diseño más la carga de carril:

Para esto se coloca las fuerzas del camión de diseño en los lugares más críticos que ocurren a 6 m de distancia, como se puede observar en la figura de líneas de influencia.

FIGURA 5.24 Camión de diseño más carga de carril



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

El momento debido al camión de diseño es:

$$M_{\text{camión}} = 5 T * (-0.41) + 20 T * (-0.96) + 20 T * (-0.96)$$

$$M_{\text{camión}} = -40.45 T.m = -396.81 \text{ kN.m}$$

El momento debido a la sobrecarga de carril es:

$$M_{sc/c} = 0.95 T/m * (-12.38m^2) = -11.76 T.m = -115.38 \text{ kN.m}$$

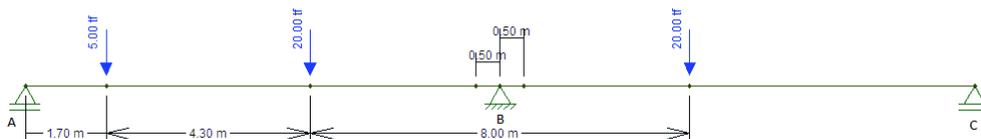
El momento máximo negativo debido a la combinación de carga de carril más camión de diseño, considerando el incremento por carga dinámica de 33% es:

$$M_{LL+IM} = -40.45 T.m * 1.33 - 11.76 T.m$$

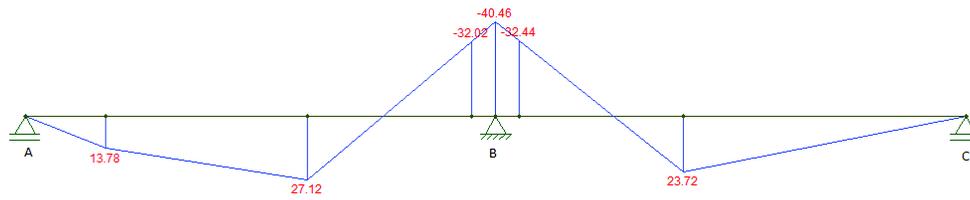
$$M_{LL+IM} = -65.56 T.m = -643.13 \text{ kN.m}$$

Los momentos negativos en la cara del apoyo son:

FIGURA 5.25 Camión de diseño



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.26 Diagrama de momentos debido al camión de diseño

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$M_{LL+IM, \text{ en } B} = -40.46 T.m * 1.33 - 11.76 T.m$$

$$M_{LL+IM, \text{ en } B} = -65.97 T.m = 647.17 kN.m$$

≈ al determinado mediante líneas de influencia

$$M_{LL+IM, \text{ izq. de } B} = -32.02 T.m * 1.33 - 11.76 T.m$$

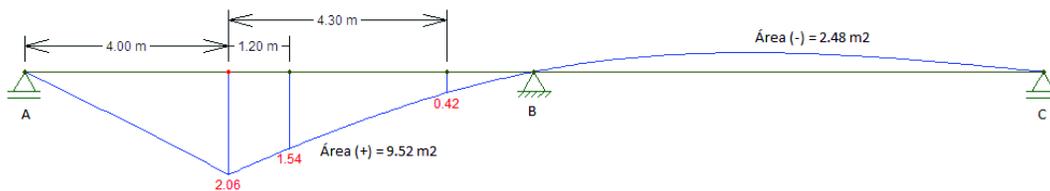
$$M_{LL+IM, \text{ izq. de } B} = -54.35 T.m = 533.14 kN.m$$

$$M_{LL+IM, \text{ der. de } B} = -32.44 T.m * 1.33 - 11.76 T.m$$

$$M_{LL+IM, \text{ der. de } B} = -54.91 T.m = -538.62 kN.m$$

- Momento positivo

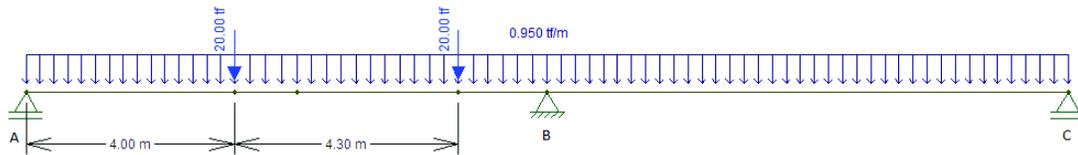
Como ya se sabe el momento positivo se produce a $0.4L$ de un apoyo exterior por lo que se usa las líneas de influencia con respecto a dicha posición.

FIGURA 5.27 Línea de influencia a $0.4L$ debido a momento

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Se debe determinar si el momento que predomina es el del camión de diseño o el tándem.

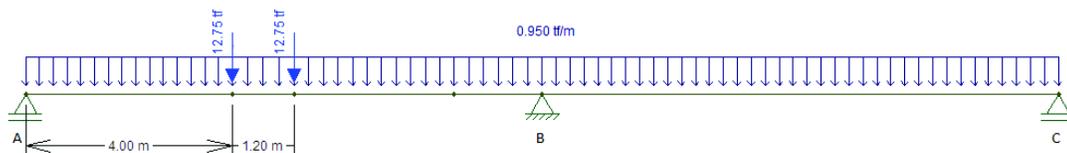
Momento debido al camión de diseño:

FIGURA 5.28 Camión de diseño más carga de carril

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{\text{camión}} = 20 T * 2.06 + 20 T * 0.42 = 49.6 T.m = 486.58 \text{ kN.m}$$

El momento debido al tándem de diseño es:

FIGURA 5.29 Tándem de diseño más carga de carril

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{\text{tándem}} = 12.75 T * 2.06 + 12.75 T * 1.54 = 45.9 T.m = 450.28 \text{ kN.m}$$

Como se puede observar en los cálculos, domina el camión de diseño por lo que se usa este valor para el cálculo del momento.

El momento debido a la carga de carril es:

$$M_{SC/C} = 0.95 T/m * 9.52 m^2 = 9.04 T.m$$

Momento debido a la combinación de carga de carril más camión de diseño, considerando un incremento por carga dinámica de 33% es:

$$M_{LL+IM} = 49.6 T.m * 1.33 + 9.04 T.m$$

$$M_{LL+IM} = 75 T.m = 735.75 \text{ kN.m}$$

Resumen de momentos:

- Momentos negativos

TABLA 5.8 Resumen de momentos negativos en la losa [T.m] y factores de carga

Carga	Tipo	M (-) [T.m]			γ		
		Izquierda de B	Eje B	Derecha de B	Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
Losa + Barrera	DC	-10.45	-13.75	-10.45	1.25	1	0
Asfalto	DW	-1.04	-1.37	-1.04	1.5	1	0
Carga Viva	LL+IM	-54.35	-65.56	-54.91	1.75	1	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Momentos positivos

TABLA 5.9 Resumen de momentos positivos en la losa [T.m] y factores de carga

Carga	Tipo	M (+) [T.m]	γ		
			Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
Losa + Barrera	DC	7.7	1.25	1	0
Asfalto	DW	0.77	1.5	1	0
Carga Viva	LL+IM	75	1.75	1	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Número de carriles**

$$N_L = \frac{8200}{360} = 2.28 \quad (4.4)$$

Por lo tanto, se deben tomar dos carriles.

- **Caso de 2 o más vía cargadas**

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{10000 * 9000} \leq \frac{9000}{2}$$

$$E = 3238.42 \text{ mm} < 4500 \text{ mm}$$

$$E = 3.24 \text{ m} < 4.50 \text{ m}$$

- **Caso de una vía cargada**

$$E = 250 + 0.42\sqrt{10000 * 9000}$$

$$E = 4234.47 \text{ mm}$$

$$E = 4.23 \text{ m}$$

El ancho de faja más crítico para este caso es E=3.24 m.

5.1.4.3.2 Acero de refuerzo

- **Acero negativo**

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2)

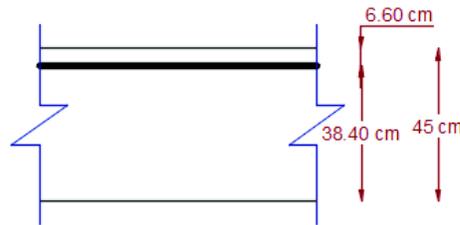
Como se puede observar en la tabla 5.8, los momentos a la derecha del eje son mayores, con estos valores se calcula M_U^- .

$$M_U^- = 1[1.25 (-10.45) + 1.5 (-1.04) + 1.75 (-54.91)]$$

$$M_U^- = 110.72 T.m = 1086.11 kN.m$$

Asumiendo una varilla de acero de ϕ 32 mm y recubrimiento de $r = 5$ cm (Tabla 5.3):

FIGURA 5.30 Ubicación del A_s^- principal paralelo al tráfico



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$z = 5.0 \text{ cm} + \frac{3.2 \text{ cm}}{2} = 6.6 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 6.6 \text{ cm} = 38.4 \text{ cm}$$

Como se desconoce el valor de A_s y a , se resuelve el sistema de ecuaciones para obtener los resultados.

$$A_s^- = \frac{110.72 * 10^5 \text{ kg.cm}}{0.9 * 4200 * \left(38.4 - \frac{0.165 A_s}{2}\right)} = 96.13 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.165 * 96.13 = 15.86 \text{ cm}$$

$$S = \frac{8.043}{96.13} = 0.08 \text{ m}$$

Por lo tanto, se debe usar 1 ϕ 32 mm @ 0.08 m

Revisión del espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x} = 1.5 * t = 1.5 * 0.45 \text{ m} = 0.675 \text{ m} \text{ ó } 0.45 \text{ m} \quad (\text{literal 5.1.2.5})$$

$$0.08 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 0.675 \text{ m} \rightarrow Ok$$

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe soportar el menor valor entre 1.1 M_{cr} y 1.33 M_U.

- $1.1M_{cr} = 1.1frS_c$

$$fr = 34.81 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 45^2}{6} = 33750 \text{ cm}^3$$

$$1.1M_{cr} = 1.1 * 34.81 * 33750 = 12.92 \text{ T.m} = 126.78 \text{ kN.m}$$

- $1.33M_U$

$$1.33M_U = 1.33 * 110.72 \text{ T.m} = 147.26 \text{ T.m} = 1444.60 \text{ kN.m}$$

El menor valor es: 12.92 T.m, la cantidad de acero calculado es: 96.13 cm² que resiste un M_U⁻ = 110.72 T.m.

$$M_U^- = 110.72 \text{ T.m} > 12.92 \text{ T.m} \rightarrow Ok$$

- **Acero positivo**

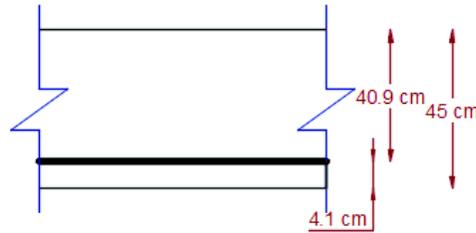
Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2.1.4)

$$M_U = 1[1.25 * 7.7 \text{ T.m} + 1.5 * 0.77 \text{ T.m} + 1.75 * 75 \text{ T.m}]$$

$$M_U = 142.03 \text{ T.m} = 1393.31 \text{ kN.m}$$

Asumiendo una varilla de acero de ϕ 32 mm y recubrimiento de r = 2.5 cm (Tabla 5.3):

FIGURA 5.31 Ubicación del A_s^+ principal paralelo al tráfico



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

$$z = 2.5 \text{ cm} + \frac{3.2 \text{ cm}}{2} = 4.1 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 4.1 \text{ cm} = 40.9 \text{ cm}$$

Como se desconoce el valor de A_s y a , se resuelve el sistema de ecuaciones para obtener los resultados.

$$A_s^+ = \frac{142.03 * 10^5 \text{ kg. cm}}{0.9 * 4200 * \left(40.9 - \frac{0.165 A_s}{2}\right)} = 121.79 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.165 * 121.79 = 20.10 \text{ cm}$$

$$S = \frac{8.043}{121.79} = 0.07 \text{ m}$$

Por lo tanto, se debe usar 1 \emptyset 32 mm @ 0.07 m

Revisión del espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x} = 1.5 * t = 1.5 * 0.45 \text{ m} = 0.675 \text{ m} \text{ ó } 0.45 \text{ m} \quad (\text{literal 5.1.2.5})$$

$$0.07 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 0.675 \text{ m} \rightarrow Ok$$

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe soportar el menor valor entre $1.1M_{cr}$ y $1.33M_u$.

- $1.1M_{cr} = 1.1frS_c = 12.92 \text{ T. m}$, como se determinó anteriormente.
- $1.33M_u$

$$1.33M_u = 1.33 * 142.03 \text{ T. m} = 188.90 \text{ T. m} = 1853.11 \text{ kN. m}$$

El menor valor es: 12.92 T. m, la cantidad de acero calculado es: 121.79 cm² que resiste un $M_U = 142.03 T. m$.

$$M_U = 142.03 T. m > 12.92 T. m \rightarrow Ok$$

- **Acero de distribución**

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} = \frac{1750}{\sqrt{10000}} = 17.5\% \quad (5.3)$$

$$A_{s \text{ repart.}} = 0.175 * 121.21 \text{ cm}^2 = 21.21 \text{ cm}^2$$

Si se usa varillas de $\emptyset = 18 \text{ mm}$, la separación es:

$$S = \frac{2.545}{21.21} = 0.12 \text{ m}$$

$$0.12 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 3t = 1.35 \text{ m} \quad Ok$$

Por lo tanto se debe usar 1 $\emptyset 18 \text{ m} @ 0.12 \text{ m}$

- **Acero de temperatura**

$$A_{s \text{ temp.}} = \frac{750 * 9000 * 450}{2(9000 + 450) * 420} = 382.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 3.83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (en cada cara)}$$

$$233 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < 382.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < 1270 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad Ok$$

Si se usa varillas de $\emptyset 12 \text{ mm}$, la separación es:

$$s = \frac{1.131}{3.83} = 0.30 \text{ m}$$

Esto se debe comprobar con el espaciamiento máximo permitido (literal 5.1.2.5.4)

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3 * 0.45 \text{ m} = 1.35 \text{ m o } 0.45 \text{ m}$$

$$0.30 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 1.35 \text{ m} \quad Ok$$

Por lo tanto, se debe usar 1 $\emptyset 12 \text{ mm} @ 0.30 \text{ m}$.

5.1.4.3.3 Revisión de fisuración por distribución de armadura

- **Acero principal negativo**

Si se usa la sección agrietada y una franja de 0.08 m de ancho, para el estado límite de servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$

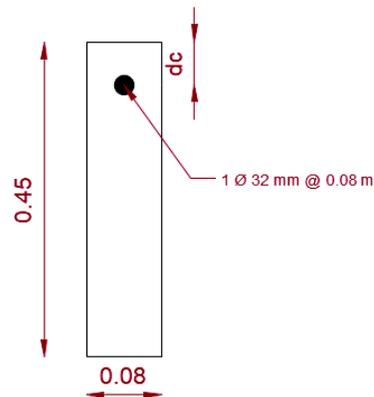
$$M_s = 1[1 * (-10.45 T.m) + 1 * (-1.04 T.m) + 1 * (-54.91 T.m)]$$

$$M_s^- = 66.4 \frac{T.m}{m} = 651.38 \frac{kN.m}{m}$$

Para un ancho tributario de 0.08 m:

$$M_s^- = 66.4 * 0.08 = 5.31 T.m = 52.11 kN.m$$

FIGURA 5.32 Franja de ancho tributario



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Ubicación del eje neutro

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{290.709 * 10^3} = 7.01 \approx 7$$

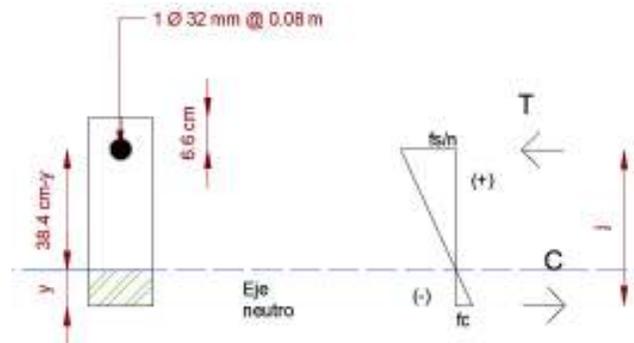
$$dc = 5 \text{ cm} + \frac{3.20}{2} \text{ cm} = 6.6 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 7 * 8.043 = 56.30 \text{ cm}^2$$

$$9y \left(\frac{y}{2} \right) = 56.30 (38.4 - y)$$

$$y = 16.54 \text{ cm}$$

FIGURA 5.33 Ubicación del eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

El brazo que existe entre las cargas es j :

$$j = d - \frac{y}{3} = 38.4 - \frac{16.54}{3} = 32.89 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{5.31 * 10^5}{32.89 * 8.043} = 2007.30 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Ok$$

- Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{6.6}{0.7(45 - 6.6)} = 1.25$$

Para condición de exposición severa tomamos $\gamma_e = 0.75$ (literal 5.1.2.6.3)

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{123000(0.75)}{1.25 * 2007.30} - 2 * 6.6 = 23.57 \text{ cm} > 9 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

- **Acero principal positivo**

Si se usa la sección agrietada y una franja de 0.07 m de ancho, para el estado límite de servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$

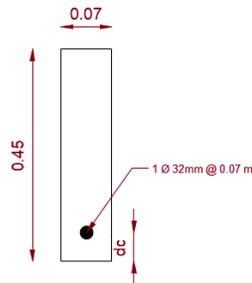
$$M_s = 1[1 * (7.7 T.m) + 1 * (0.77 T.m) + 1 * (75 T.m)]$$

$$M_s^+ = 83.47 \frac{T.m}{m} = 818.8 \frac{kN.m}{m}$$

Para un ancho tributario de 0.07 m:

$$M_s^+ = 83.47 * 0.07 = 5.84 \text{ T.m} = 57.32 \text{ kN.m}$$

FIGURA 5.34 Ancho tributario



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Ubicación del eje neutro

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{282.374 * 10^3} = 7.22 \approx 7$$

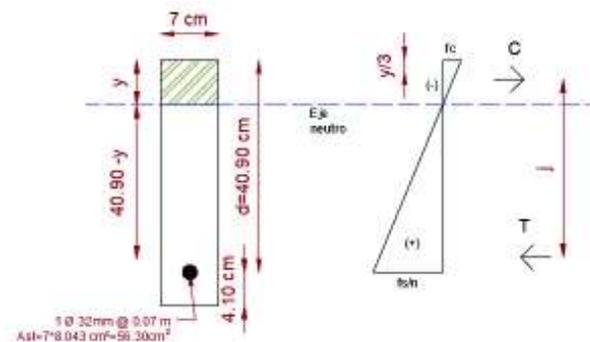
$$dc = 2.5 \text{ cm} + \frac{3.20}{2} \text{ cm} = 4.1 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 7 * 8.043 = 56.30 \text{ cm}^2$$

$$9y \left(\frac{y}{2} \right) = 56.30 (40.9 - y)$$

$$y = 17.21 \text{ cm}$$

FIGURA 5.35 Ubicación del eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

El brazo que existe entre las cargas es j :

$$j = d - \frac{y}{3} = 40.9 - \frac{17.21}{3} = 35.16 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{5.84 * 10^5}{35.16 * 8.043} = 2065.12 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Ok$$

- Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{4.1}{0.7(45 - 4.1)} = 1.14$$

Para condición de exposición moderada se toma $\gamma_e = 1.0$ (literal 5.1.2.6.3)

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{123000(1)}{1.14 * 2065.12} - 2 * 4.1 = 44.05 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

5.1.4.4 Fatiga

5.1.4.4.1 Carga de fatiga

Utilizando los momentos de la tabla 5.9 se realiza el cálculo respectivo. Para estado límite de fatiga $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_{fatiga} = 1 * [1.5 * (75)] = 112.5 \text{ T.m} = 1103.63 \text{ kN.m}$$

Considerando un ancho efectivo para una sola vía cargada $E = 4.23 \text{ m}$

$$M_{fatiga} = \frac{112.5 \text{ T.m}}{4.23 \text{ m}} = 26.60 \frac{\text{T.m}}{\text{m}}$$

5.1.4.4.2 Sección fisurada

$$f_{tracc.} = 0.80\sqrt{300} = 13.86 \text{ kg/cm}^2 = 1.36 \text{ MPa}$$

$$M'_{fatiga} = 7.7 + 0.77 + 26.60 = 35.07 \text{ T.m} = 344.04 \text{ kN.m}$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S_c} = \frac{35.07 * 10^5}{\left(\frac{100 * 45^2}{6}\right)} = 103.91 \text{ kg/cm}^2 = 10.19 \text{ MPa}$$

Como: $10.19 \text{ MPa} > 1.36 \text{ MPa}$, se debe usar sección agrietada.

5.1.4.4.3 Verificación de esfuerzos

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga viva**

Con $A_s = 1 \text{ } \emptyset 32 \text{ mm @ } 0.07 \text{ m}$

$$A_s = \frac{8.043 \text{ cm}^2}{0.07 \text{ m}} = 114.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$j = d - \frac{y}{3} = 40.9 - \frac{17.21}{3} = 35.16 \text{ cm}$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s * j} = \frac{26.60 * 10^5}{114.9 * 35.16} = 658.43 \text{ kg/cm}^2 = 64.57 \text{ MPa}$$

- **Esfuerzo debido a la carga permanente**

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s * j} = \frac{(7.7 + 0.77) * 10^5}{114.9 * 35.16} = 209.66 \text{ kg/cm}^2 = 20.56 \text{ MPa}$$

- **Rango máximo de esfuerzo**

$$f_{\min} = 0 + 209.66 \text{ kg/cm}^2 = 209.66 \text{ kg/cm}^2 = 20.56 \text{ MPa}$$

$$f_{\max} = 658.43 + 209.66 = 868.09 \text{ kg/cm}^2 = 85.13 \text{ MPa}$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$f_f = f_{\max} - f_{\min} = 860.66 - 202.23 = 658.43 \text{ kg/cm}^2 = 64.57 \text{ MPa}$$

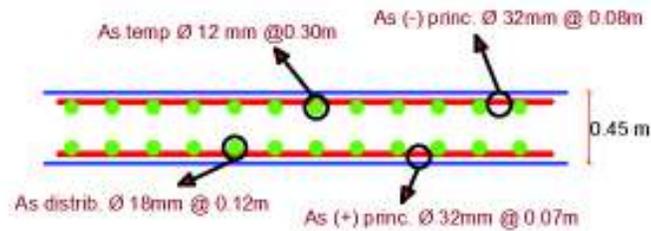
El rango límite es:

$$f_{\lim.} = 1692.73 - 0.33f_{\min} = 1692.73 - 0.33 * 202.23$$

$$f_{\lim} = 1625.99 \text{ kg/cm}^2 = 159.46 \text{ MPa}$$

$$f_{\limite} > f_f$$

$$1625.99 \text{ kg/cm}^2 > 658.43 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Ok$$

FIGURA 5.36 Distribución del acero en la franja interior

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.1.4.5 Diseño de la franja de borde

5.1.4.5.1 Ancho de franja para bordes longitudinales de losa

Con $E = 3.24 m$

$$E_{borde} = 1.51 m$$

Ver figura 5.12.

5.1.4.5.2 Momentos de flexión por carga

Con la ayuda del programa Ftool se puede determinar el diagrama de momentos.

- **Carga muerta (DC)**

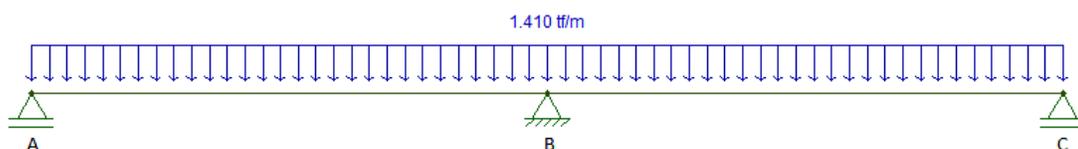
$$W_{losa} = 0.45 m * 1.0 m * 2.447 T/m^3$$

$$W_{losa} = 1.10 T/m = 10.78 kN/m$$

El peso de la losa se asume distribuido en el E de borde.

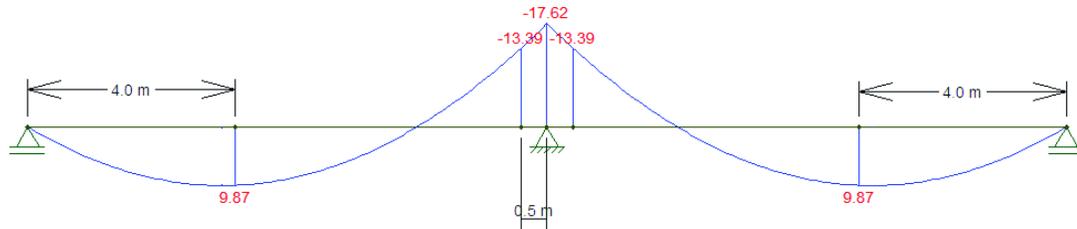
$$W_{barrera} = \frac{0.47 T}{1.50 m} = 0.31 T/m$$

$$W_{DC} = 1.10 T/m + 0.31 T/m = 1.41 T/m$$

FIGURA 5.37 Peso de la losa más peso de la barrera [T/m]

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

FIGURA 5.38 Momentos positivos y negativos debido al peso de la losa más el peso de la barrera $T.m$



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Momentos negativos

Se toman en la cara del apoyo B:

$$M_{DC} = -17.62 T.m = -172.85 kN.m$$

$$M_{DC, izquierda} = M_{DC, derecha} = -13.39 T.m = -131.36 kN.m$$

- Momento positivo

Se toman a $0.4L$:

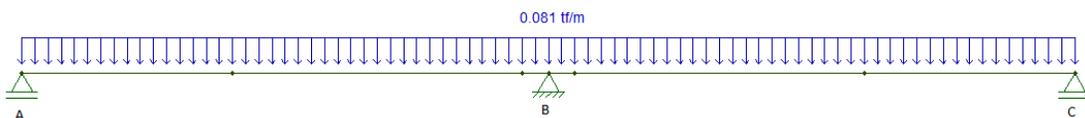
$$M_{DC} = 9.87 T.m = 96.82 kN.m$$

- Carga por superficie de rodadura

$$W_{asfalto} = \frac{110 \text{ kg/m} * (1.51 \text{ m} - 0.40 \text{ m})}{1.51 \text{ m}} = 80.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

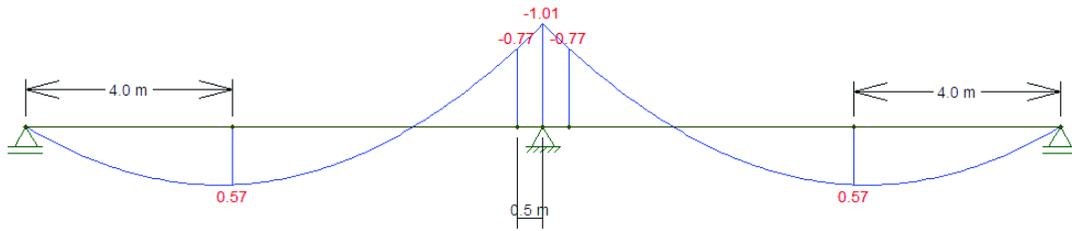
$$W_{asfalto} = 0.081 T/m = 0.79 kN/m$$

FIGURA 5.39 Peso de la superficie de rodadura $[T/m]$



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.40 Momentos positivos y negativos debido al peso de la superficie de rodadura $T \cdot m$



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- Momentos negativos

Se toman en la cara del apoyo B:

$$M_{DW} = -1.01 T \cdot m = 9.91 kN \cdot m$$

$$M_{DW, izquierda} = M_{DW, derecha} = -0.77 T \cdot m = 7.55 kN \cdot m$$

- Momento positivo

Se toma a $0.4L$:

$$M_{DW} = 0.57 T \cdot m = 5.59 kN \cdot m$$

- **Carga viva**

Para el diseño por carga viva se usa el camión del MTOP y una carga de carril de $9.00 kN/m$. (literal 4.4.2)

- Momento negativo

Para una sola línea de rueda de camión crítico y una porción fraccionaria de la carga de vía de 3 m de ancho, se toma el momento con la consideración del 33% por carga dinámica y el momento por s/c.

$$M_{LL+IM} = \frac{0.5 * (-40.45 T \cdot m) * 1.33 - 11.76 T \cdot m \left(\frac{0.30 m + 0.8 m}{3 m} \right)}{1.51 m}$$

$$M_{LL+IM} = -20.67 T \cdot m = -202.77 kN \cdot m$$

$$M_{LL+IM, \text{ izq. de B}} = \frac{0.5 * (-32.02 \text{ T.m}) * 1.33 - 11.76 \text{ T.m} \left(\frac{0.30 \text{ m} + 0.80 \text{ m}}{3 \text{ m}} \right)}{1.51 \text{ m}}$$

$$M_{LL+IM, \text{ izq. de B}} = -17.07 \text{ T.m} = -167.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{LL+IM, \text{ der. de B}} = \frac{0.5 * (-32.44 \text{ T.m}) * 1.33 - 11.76 \text{ T.m} \left(\frac{0.30 \text{ m} + 0.80 \text{ m}}{3 \text{ m}} \right)}{1.51 \text{ m}}$$

$$M_{LL+IM, \text{ der. de B}} = -17.26 \text{ T.m} = -169.29 \text{ kN.m}$$

- Momento positivo

$$M_{LL+IM} = \frac{0.5 * 49.6 \text{ T.m} * 1.33 + 9.04 \text{ T.m} \left(\frac{0.30 \text{ m} + 0.80 \text{ m}}{3 \text{ m}} \right)}{1.51 \text{ m}}$$

$$M_{LL+IM} = 24.04 \text{ T.m} = 235.82 \text{ kN.m}$$

Resumen de momentos:

- Momentos negativos

TABLA 5.10 Resumen de momentos negativos en la losa [T.m]

Carga	Tipo	M (-) [T.m]			γ		
		Izquierda de B	Eje B	Derecha de B	Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
Losa + Barrera	DC	-13.39	-17.62	-13.39	1.25	1	0
Asfalto	DW	-0.77	-1.01	-0.77	1.5	1	0
Carga Viva	LL+IM	-17.07	-20.67	-17.26	1.75	1	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Momentos positivos

TABLA 5.11 Resumen de momentos positivos en la losa [T.m]

Carga	Tipo	M (+) [T.m]	γ		
			Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
Losa + Barrera	DC	9.87	1.25	1	0
Asfalto	DW	0.57	1.5	1	0
Carga Viva	LL+IM	24.04	1.75	1	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.1.4.5.3 Acero de refuerzo

- **Acero negativo**

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2)

Como se puede observar en la tabla 5.10, los momentos a la derecha del eje son mayores, con estos valores se calcula M_U .

$$M_U^- = 1[1.25 (-13.39) + 1.5 (-0.77) + 1.75 (-17.26)]$$

$$M_U^- = 48.10 T.m = 471.84 kN.m$$

Asumiendo una varilla de acero de ϕ 28 mm y recubrimiento de $r = 5$ cm (Tabla 5.3):

$$z = 5.0 \text{ cm} + \frac{2.8 \text{ cm}}{2} = 6.4 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 6.4 \text{ cm} = 38.6 \text{ cm}$$

Como se desconoce el valor de A_s y a , se resuelve el sistema de ecuaciones para obtener los resultados.

$$A_s^- = \frac{48.10 * 10^5 \text{ kg.cm}}{0.9 * 4200 * \left(38.6 - \frac{0.165 A_s}{2}\right)} = 35.69 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.165 * 35.69 = 5.89 \text{ cm}$$

$$S = \frac{6.16}{35.69} = 0.17 \text{ m}$$

Por lo tanto, se debe usar 1 ϕ 28 mm @ 0.17 m

Revisión del espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x} = 1.5 * t = 1.5 * 0.45 \text{ m} = 0.675 \text{ m} \text{ ó } 0.45 \text{ m} \quad (\text{literal 5.1.2.5})$$

$$0.17 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 0.675 \text{ m} \rightarrow Ok$$

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe soportar el menor valor entre 1.1Mcr y 1.33 Mu.

- $1.1M_{cr} = 1.1frS_c = 12.92 T.m$
- $1.33 M_U$

$$1.33M_U = 1.33 * 48.10 T.m = 63.97 T.m = 627.58 kN.m$$

El menor valor es: $12.92 T.m$, la cantidad de acero calculado es: $35.69 cm^2$ que resiste un $M_U^- = 48.10 T.m$.

$$M_U^- = 48.10 T.m > 12.92 T.m \rightarrow Ok$$

- **Acero positivo**

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2.1.4)

$$M_U = 1[1.25 * 9.87 T.m + 1.5 * 0.57 T.m + 1.75 * 24.04 T.m]$$

$$M_U = 55.26 T.m = 542.13 kN.m$$

Asumiendo una varilla de acero de $\phi 28 mm$ y recubrimiento de $r = 2.5 cm$ (Tabla 5.3):

$$z = 2.5 cm + \frac{2.8 cm}{2} = 3.9 cm$$

$$d = 45 cm - 3.9 cm = 41.1 cm$$

Como se desconoce el valor de A_s y a , se resuelve el sistema de ecuaciones para obtener los resultados.

$$A_s^+ = \frac{55.26 * 10^5 kg.cm}{0.9 * 4200 * \left(41.1 - \frac{0.165 A_s}{2}\right)} = 38.55 cm^2$$

$$a = 0.165 * 38.55 = 6.36 cm$$

$$S = \frac{6.16}{38.55} = 0.16 m$$

Por lo tanto, se debe usar $1 \phi 28 mm @ 0.16 m$

Revisión del espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x} = 1.5 * t = 1.5 * 0.45 m = 0.675 m \text{ ó } 0.45m \quad (\text{literal 5.1.2.5})$$

$$0.16 m < 0.45 m < 0.675 m \rightarrow Ok$$

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe soportar el menor valor entre $1.1M_{cr}$ y $1.33 M_u$.

- $1.1M_{cr} = 1.1frS_c = 12.92 T.m = 126.78k kN.m$

- $1.33M_U$

$$1.33M_U = 1.33 * 55.26 T.m = 73.50 T.m = 720.99 kN.m$$

El menor valor es: $12.92 T.m$, la cantidad de acero calculado es: $38.55 cm^2$ que resiste un $M_U = 55.26 T.m$.

$$M_U = 55.26 T.m > 12.92 T.m \rightarrow Ok$$

- **Acero de distribución**

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} = \frac{1750}{\sqrt{10000}} = 17.5\% \quad (5.3)$$

$$A_{s \text{ repart.}} = 0.175 * 38.29 cm^2 = 6.70 cm^2$$

Si se usa varillas de $\emptyset = 14 mm$, la separación es:

$$S = \frac{1.539}{6.70} = 0.23 m$$

$$0.23 m < 0.45 m < 3t = 1.35 m \quad Ok$$

Por lo tanto se debe usar $1 \emptyset 14 m @ 0.23 m$

- **Acero de temperatura**

$$A_{s \text{ temp.}} = \frac{750 * 9000 * 450}{2(9000 + 450) * 420} = 382.65 \frac{mm^2}{m} = 3.83 \frac{cm^2}{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$233 \frac{mm^2}{m} < 382.65 \frac{mm^2}{m} < 1270 \frac{mm^2}{m} \quad Ok$$

Si se usa varillas de $\emptyset 12 mm$, la separación es:

$$s = \frac{1.131}{3.83} = 0.30 m$$

Esto se debe comprobar con el espaciamiento máximo permitido (literal 5.1.2.5.4)

$$S_{m\acute{a}x} = 3t = 3 * 0.45 m = 1.35 m \text{ o } 0.45 m$$

$$0.30 m < 0.45 m < 1.35 m \quad Ok$$

Por lo tanto, se debe usar $1 \emptyset 12 mm @ 0.30 m$.

5.1.4.5.4 Revisión de fisuración por distribución de armadura

- **Acero principal negativo**

Si se usa la sección agrietada y una franja de 0.14 m de ancho, para el estado límite de servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$

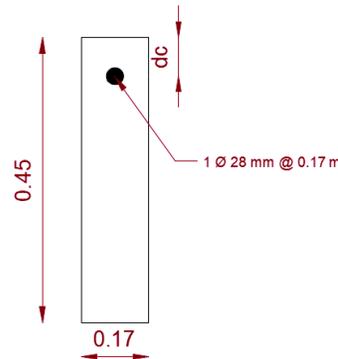
$$M_s = 1[1 * (-13.39 T.m) + 1 * (-0.77 T.m) + 1 * (-17.26 T.m)]$$

$$M_s^- = 31.42 \frac{T.m}{m} = 308.23 \frac{kN.m}{m}$$

Para un ancho tributario de 0.14 m:

$$M_s^- = 31.42 * 0.14 = 4.40 T.m = 43.15 kN.m$$

FIGURA 5.41 Franja de ancho tributario



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- Ubicación del eje neutro

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{290.709 * 10^3} = 7.01 \approx 7$$

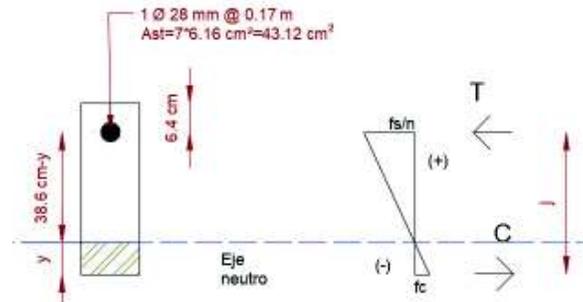
$$dc = 5 \text{ cm} + \frac{2.8}{2} \text{ cm} = 6.4 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 7 * 6.16 = 43.12 \text{ cm}^2$$

$$9y \left(\frac{y}{2} \right) = 43.12 (38.6 - y)$$

$$y = 15.03 \text{ cm}$$

FIGURA 5.42 Ubicación del eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

El brazo que existe entre las cargas es j :

$$j = d - \frac{y}{3} = 38.6 - \frac{15.03}{3} = 33.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{4.40 * 10^5}{33.59 * 6.16} = 2126.48 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Ok$$

- Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{6.4}{0.7(45 - 6.4)} = 1.24$$

Para condición de exposición severa se toma $\gamma_e = 0.75$ (literal 5.1.2.6.3)

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{123000(0.75)}{1.24 * 2126.48} - 2 * 6.4 = 22.19 \text{ cm} > 9 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

- **Acero principal positivo**

Suponiendo la sección agrietada y una franja de 0.16 m de ancho, para el estado límite de servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$

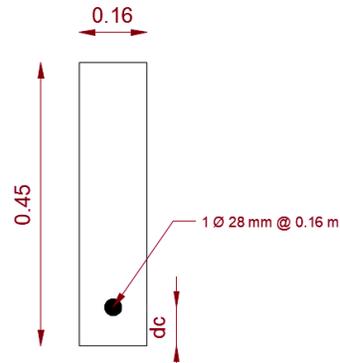
$$M_s = 1[1 * (9.87 \text{ T.m}) + 1 * (0.57 \text{ T.m}) + 1 * (24.04 \text{ T.m})]$$

$$M_s^+ = 34.48 \frac{\text{T.m}}{\text{m}} = 338.25 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

Para un ancho tributario de 0.16 m:

$$M_s^+ = 34.48 * 0.16 = 5.52 \text{ T.m} = 54.12 \text{ kN.m}$$

FIGURA 5.43 Ancho tributario



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Ubicación del eje neutro

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{282.374 * 10^3} = 7.22 \approx 7$$

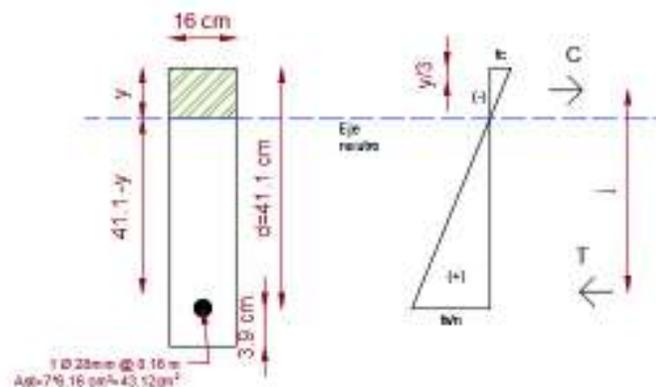
$$dc = 2.5 \text{ cm} + \frac{2.8}{2} \text{ cm} = 3.9 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 7 * 6.16 = 43.12 \text{ cm}^2$$

$$9y \left(\frac{y}{2} \right) = 43.12 (41.1 - y)$$

$$y = 15.62 \text{ cm}$$

FIGURA 5.44 Ubicación del eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

El brazo que existe entre las cargas es j :

$$j = d - \frac{y}{3} = 41.1 - \frac{15.62}{3} = 35.89 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{5.52 * 10^5}{35.89 * 6.16} = 2496.71 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Ok$$

- Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{3.99}{0.7(45 - 3.9)} = 1.14$$

Para condición de exposición moderada $\gamma_e = 1.0$ (literal 5.1.2.6.3)

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{123000(1)}{1.14 * 2496.71} - 2 * 4.1 = 35.01 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

5.1.4.6 Fatiga

5.1.4.6.1 Carga de fatiga

Utilizando los momentos de la tabla 5.11 se realiza el cálculo respectivo. Para estado límite de fatiga $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_{fatiga} = n[1.5 * M_{LL+IM}]$$

$$M_{fatiga} = 1 * [1.5 * (24.04)] = 36.06 \text{ T.m} = 353.75 \text{ kN.m}$$

Considerando un ancho efectivo para una sola vía cargada $E = 4.23 \text{ m}$

$$M_{fatiga} = \frac{36.06 \text{ T.m}}{4.23 \text{ m}} = 8.52 \frac{\text{T.m}}{\text{m}}$$

5.1.4.6.2 Sección fisurada

$$f_{tracc.} = 0.80\sqrt{300} = 13.86 \text{ kg/cm}^2 = 1.36 \text{ MPa}$$

$$M'_{fatiga} = 9.87 + 0.57 + 8.52 = 18.96 \text{ T.m} = 186 \text{ kN.m}$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S_c} = \frac{18.96 * 10^5}{\left(\frac{100 * 45^2}{6}\right)} = 56.18 \text{ kg/cm}^2 = 5.51 \text{ MPa}$$

Como: $5.51 > 1.36 \text{ MPa}$, se debe usar sección agrietada.

5.1.4.6.3 Verificación de esfuerzos

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga viva**

Con $A_s = 1 \text{ } \emptyset 28\text{mm @ } 0.16\text{m}$

$$A_s = \frac{6.16 \text{ cm}^2}{0.16 \text{ m}} = 38.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$j = d - \frac{y}{3} = 41.1 - \frac{15.62}{3} = 35.89 \text{ cm}$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s * j} = \frac{8.52 * 10^5}{38.5 * 35.89} = 616.6 \text{ kg/cm}^2 = 60.47 \text{ MPa}$$

- **Esfuerzo debido a la carga permanente**

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s * j} = \frac{(9.87 + 0.57) * 10^5}{38.5 * 35.89} = 755.56 \text{ kg/cm}^2 = 74.10 \text{ MPa}$$

- **Rango máximo de esfuerzo**

$$f_{\text{mín}} = 0 + 616.6 \text{ kg/cm}^2 = 616.6 \text{ kg/cm}^2 = 60.47 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{máx}} = 616.6 + 755.56 = 1372.16 \text{ kg/cm}^2 = 134.56 \text{ MPa}$$

El rango máximo de esfuerzos es:

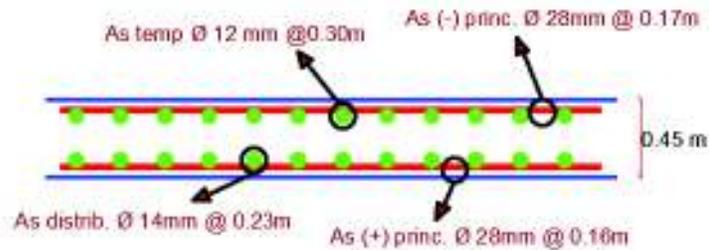
$$f_f = f_{\text{máx}} - f_{\text{mín}} = 1372.16 - 755.56 = 616.6 \text{ kg/cm}^2 = 60.47 \text{ MPa}$$

El rango límite es:

$$f_{\text{lím.}} = 1692.73 - 0.33f_{\text{mín}} = 1692.73 - 0.33 * 755.56$$

$$f_{\text{lím}} = 1443.40 \text{ kg/cm}^2 = 141.55 \text{ MPa}$$

$$1443.40 \text{ kg/cm}^2 > 616.6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Ok$$

FIGURA 5.45 Distribución del acero la franja exterior

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2 PUENTES LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

“Con la aparición del hormigón armado se logró construir puentes de mayor luz, para esto se desarrolló dos soluciones clásicas: los de viga de alma llena que pueden ser en vigas T unidas por la losa superior o vigas de cajón para luces mayores.

En este tipo de puentes la armadura es pasiva, es decir, que entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura, por este motivo no se puede usar aceros de mayor resistencia debido a que las fisuras en el hormigón son excesivas” (IECA, 2013).

Se puede construir puentes desde 12 a 24 metros de luz.

5.2.1 DISEÑO

5.2.1.1 Predimensionamiento de la sección típica

5.2.1.1.1 Patín superior

El espesor de la aleta superior no debe ser menor a la luz libre entre cartelas o almas divididas entre 20, a menos que se usen nervios transversales con un espaciamiento igual a la luz libre.

5.2.1.1.2 Patín inferior

El espesor de la aleta inferior no debe ser menor que 14cm, la distancia entre almas de vigas dividida por 16 o la luz libre entre almas de vigas preesforzadas dividida por 30.

5.2.1.1.3 Alma

“El espesor del alma se determina mediante cortante, torsión, recubrimiento de concreto y colocación del hormigón.

Para poder colocar y compactar el hormigón adecuadamente se debe cumplir:

- En almas sin ductos de preesforzado: 20cm
- En almas que sólo tienen ductos longitudinales o verticales: 30cm
- En almas que tienen ductos longitudinales y verticales: 38cm

Para vigas de más de 2.4m de altura, estas dimensiones deben aumentarse para compensar la dificultad en la colocación del hormigón” (AASHTO, 2014).

5.2.1.1.4 Altura de la estructura

A menos que el usuario decida tomar control sobre las dimensiones de la estructura, se puede usar la siguiente tabla:

TABLA 5.12 Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto reforzado	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras para peatones	0.035L	0.033L

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.1.2 Refuerzo

5.2.1.2.1 Refuerzo en la losa del tablero vaciadas in situ para vigas T y cajón

En las losas que se han diseñado de manera empírica, se deben disponer 4 capas de armadura. La cantidad de armadura será:

- Para cada capa inferior: $0.570 \text{ mm}^2/\text{mm}$
- Para cada capa superior: $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm}$

El espaciamiento del acero deber ser menor a igual que 45cm y debe ser acero Grado 420 o superior.

5.2.1.2.2 Refuerzo en la losa inferior de vigas cajón

- Colocar armadura con un área igual al 0.4% del área del borde, en una sola capa o en dos. El espaciamiento de este refuerzo no debe ser mayor que 45cm.
- Colocar refuerzo uniformemente distribuido con un área igual al 0.5% de la sección transversal de la losa, con base en la menor altura de forma transversal a las vigas que son principales. El espaciamiento máximo es de 45 cm entre refuerzos y anclarse mediante un gancho de 90°.

5.2.1.2.3 Refuerzo máximo

Las consideraciones de refuerzo máximo han sido eliminadas. (AASHTO, 2014)

5.2.1.2.4 Refuerzo mínimo

Se debe determinar cómo lo especificado en el literal 5.1.2.5.3

5.2.1.2.5 Refuerzo de retracción y temperatura

Se debe determinar cómo lo especificado en el literal 5.1.2.5.4

5.2.1.3 Ancho de aleta efectivo

A menos que se especifique lo contrario, el ancho de aleta efectivo se puede tomar como el ancho tributario perpendicular al eje del elemento para obtener la rigidez para el análisis y resistencia a flexión.

Cuando exista la presencia de una barrera, el ancho del voladizo de la losa del tablero se puede calcular como:

$$\Delta_w = \frac{A_b}{2t_s} \quad (5.17)$$

Donde:

A_b Área de la sección transversal de la barrera (mm^2)

t_s Espesor de la losa del tablero (mm)

Cuando se tiene un sistema de losa sobre vigas el ancho de aleta efectivo se puede tomar como la mitad de la distancia a la viga adyacente más el ancho del voladizo.

5.2.1.4 Tablero de hormigón armado

5.2.1.4.1 Losas de tablero de concreto

A menos que el propietario especifique otra dimensión la altura mínima de la losa del tablero deberá ser mayor o igual que 17.5 cm.

5.2.1.4.2 Losas de tablero de concreto en voladizo

- Vuelos que soportan un sistema de postes montados: 20.3 cm
- Sistemas de postes montados lateralmente: 30.5 cm
- Vuelos que soportan barreras de hormigón: 20.3 cm

5.2.1.4.3 Anchos de faja

Para losas que tengan armadura perpendicular al tráfico se puede usar lo especificado en la siguiente tabla:

TABLA 5.13 Ancho de franja equivalente

Tipo de tablero	Dirección de la franja primaria con relación al tráfico	Ancho de franja primaria
Fundido in situ	Voladizo	$1140 + 0.833X$
	Paralela	$+M: 660 + 0.55S$
	Perpendicular	$-M: 1220 + 0.25S$
Fundido in situ con encofrado de concreto permanente	Paralela	$+M: 660 + 0.55S$
	Perpendicular	$-M: 1220 + 0.25S$
Prefabricado, preesforzado	Paralela	$+M: 660 + 0.55S$
	Perpendicular	$-M: 1220 + 0.25S$

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Donde:

S Espaciamiento de componentes de apoyo (mm)

X Distancia medida desde la carga al punto de apoyo (mm)

$+M$ Momento positivo

$-M$ Momento negativo

5.2.1.5 Diseño del voladizo del tablero

“Para diseñar los vuelos de los tableros de los puentes se deben considerar los siguientes casos independientemente:

- Caso de diseño 1: fuerzas transversales y longitudinales
- Caso de diseño 2: fuerzas verticales
- Caso de diseño 3: cargas que ocupan el vuelo

Para el caso de diseño 1 y 2, el factor de carga para la carga muerta, γ_p , es cero.

El efecto total de la fuerza factorizada debe ser tomada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (5.18)$$

Donde:

η_i Modificador de carga

γ_i Factores de carga

Q_i Efectos de las fuerzas de carga” (AASHTO, 2014)

5.2.1.5.1 Carga del voladizo

Para el diseño de los voladizos que no excedan de 1.8 m la fila exterior de las cargas de rueda se reemplaza con una carga uniformemente distribuida de 16 kN/m ubicada a 30 cm de la cara de la barrera.

5.2.1.5.2 Diseño del voladizo

“Para el caso de diseño 1 el momento por mm, M_d , y el esfuerzo normal por mm de tablero, T , se toma como:

$$M_d = \frac{M_{post}}{W_b + d_b} \quad (5.19)$$

$$T = \frac{P_p}{W_b + d_b} \quad (5.20)$$

Para el caso de diseño 2 la fuerza por corte por punzonamiento y el momento en el vuelo se toma como:

$$P_v = \frac{F_v L}{L_v} \quad (5.21)$$

$$M_d = \frac{P_v X}{b} \quad (5.22)$$

En la cual:

$$b = 2X + W_b \leq L \quad (5.23)$$

Donde:

M_{post} Momento plástico resistente de un poste individual (N-mm)

P_p Fuerza de corte de un poste individual que corresponde a M_{post} localizada a \bar{Y} por encima del tablero (N)

X Distancia desde el borde exterior de la placa base del poste hasta la sección investigada (mm)

W_b Ancho de la placa base (mm)

L Separación de los postes (mm)

L_v Distribución longitudinal de la fuerza vertical F_v en la parte superior de la baranda (mm)

F_v Fuerza vertical que representa un vehículo que yace sobre el pasamanos una vez se presentan las fuerzas de impacto F_t y F_L (N)" (AASHTO, 2014).

5.2.1.5.3 Resistencia al punzonamiento por corte

“Para el caso de diseño 1, el corte factorizado se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = A_f F_v \quad (5.24)$$

La resistencia factorizada al punzonamiento por corte de un vuelo de tablero es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.25)$$

$$V_n = v_c \left[W_b + h + 2 \left(E + \frac{B}{2} + \frac{H}{2} \right) \right] h \quad (5.26)$$

$$v_c = \left(0.166 + \frac{0.332}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0.332 \sqrt{f'_c} \quad (5.27)$$

$$\frac{B}{2} + \frac{h}{2} \leq B$$

$$\beta_c = \frac{W_b}{d_b}$$

Donde:

- V_n Resistencia nominal al corte de la sección considerada (N)
- v_c Resistencia nominal a corte provista proporcionada por esfuerzos a tensión en el concreto (MPa)
- W_b Ancho de la placa base (mm)
- h Profundidad de la losa (mm)
- E Distancia desde el borde de la placa al centroide o punto de aplicación de la resultante de compresiones en el poste (mm)
- B Distancia entre centroides de tensión y compresión del poste (mm)
- β_c Relación lado largo a lado corto de la carga concentrada o reacción del área
- ϕ Factor de resistencia = 1
- d_b Distancia desde el borde exterior de la placa base a la fila más interior de los pernos (mm)” (AASHTO, 2014).

5.2.1.6 Viga de borde

A menos que se especifique algo diferente el borde del tablero debe encontrarse sujetado por una viga u otro miembro lineal.

5.2.1.6.1 Ancho de las franjas en los bordes de la losa.

El ancho efectivo se puede encontrar sumando la distancia entre el borde del tablero y la cara interior de la barrera más 30 cm, a esto se adiciona un cuarto del ancho de la franja especificado en el literal 5.2.1.4.3.

5.2.1.7 Factores de resistencia

Debe tomarse como lo especificado en el literal 5.1.2.3.

5.2.1.8 Solicitaciones debido a las sobrecargas

5.2.1.8.1 Modificadores de carga

Los modificadores de carga se deben elegir en base a ductilidad (literal 4.2.2), redundancia (literal 4.2.3) e importancia operativa (literal 4.2.4).

5.2.1.8.2 Combinaciones de carga y factores de carga

Las combinaciones de carga y factores de carga aplicables están especificadas en el literal 4.8.

5.2.1.8.3 Sobrecargas y número de carriles

Las sobrecargas y el número de carriles, se determina con lo especificado en el literal 4.4.1

5.2.1.8.4 Incremento por carga dinámica

El incremento por carga dinámica se encuentra especificado en el literal 4.4.8.

5.2.1.8.5 Factor de distribución para momento

- **Vigas interiores con tableros de concreto**

“Para vigas interiores con tablero de concreto, el momento debido a carga viva se determina mediante la fracción de carril, g , especificada en la siguiente tabla: (Anexo 4).

Donde:

S	Espaciamiento de vigas o de almas (mm)
L	Luz de la viga (mm)
K_g	Parámetro de rigidez longitudinal (mm) ⁴
t_s	Profundidad de la losa de concreto (mm)
N_b	Número de vigas o largueros
N_c	Número de celdas en una viga cajón de concreto
N_L	Número de carriles de diseño
d	Profundidad de la viga o larguero (mm)
b	Ancho de viga (mm)

C	Parámetro de rigidez
W	Ancho borde a borde del puente (mm)
K	Constante para diferentes tipos de construcción
D	Ancho de distribución por carril (mm)
I	Momento polar de inercia $(mm)^4$
J	Momento de inercia torsional $(mm)^4$
μ	Relación de Poisson

- **Vigas exteriores con tableros de concreto**

Se puede usar la siguiente ecuación:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext.} \sum_{i=1}^{N_L} e}{\sum_{i=1}^{N_b} x^2} \quad (5.28)$$

Donde:

R	Reacción sobre la viga exterior
N_L	Número de carriles cargados
N_b	Número de vigas
$X_{ext.}$	Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas a la viga exterior (mm)
e	Excentricidad de un camión de diseño con respecto al centro de gravedad del conjunto de vigas (mm)
x	Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas a cada viga (mm)

Para vigas exteriores, el momento debido a carga viva se determina mediante la fracción de carril, g , especificada en la siguiente tabla: (Anexo 5)

La parámetro, d_e , es positiva si el alma exterior está dentro de la cara interior de la baranda de tráfico y negativa si está fuera del bordillo o de la barrera de tráfico.

Donde:

- e Factor de corrección
- g Factor de distribución
- d_e Distancia horizontal desde el eje del alma exterior de la viga exterior en el nivel del tablero al borde interior del bordillo o de la barrera de tráfico (mm)
- W_e Mitad del espaciamiento de almas, más todo el voladizo del tablero (mm)
- S Espaciamiento de vigas o de almas (mm)
- L Luz de la viga (mm)" (AASHTO, 2014).

5.2.1.8.6 Factor de distribución para corte

- **Vigas interiores con tableros de concreto**

Para vigas interiores, el cortante debido a carga viva se determina mediante las fracciones de carril especificadas en la siguiente tabla: (*Anexo 6*)

“Para vigas interiores no listadas en la tabla, la distribución lateral de la rueda o el eje contiguo al final de la luz se obtiene usando la regla de la palanca” (AASHTO, 2014).

- **Vigas exteriores con tableros de concreto**

Para vigas exteriores, el cortante por carga viva se determina mediante las fracciones de carril especificadas en la siguiente tabla: (*Anexo 7*)

“El parámetro, d_e , es positivo si el alma exterior está dentro del bordillo o barrera de tráfico y negativo si está fuera” (AASHTO, 2014).

5.2.1.9 Estado límite de servicio

5.2.1.9.1 Durabilidad

Las estructuras de hormigón armado deben diseñarse de tal forma que protejan el acero de refuerzo contra la corrosión.

5.2.1.9.2 Recubrimiento del concreto

Se debe determinar de acuerdo a lo especificado en el literal 5.1.2.6.2.

5.2.1.9.3 Control del agrietamiento por medio de la distribución del refuerzo
Se debe determinar de acuerdo a lo especificado en el literal 5.1.2.6.3.

5.2.1.10 Estado límite de fatiga

No es indispensable determinar la fatiga en las losas de hormigón soportadas sobre múltiples vigas o en alcantarillas en cajón de concreto reforzado.

En caso de ser necesario se determina con lo especificado en el literal 5.1.2.7.

5.2.1.11 Deflexión y contraflecha

Se deben considerar las siguientes deflexiones límite de puentes vehiculares de acero, aluminio y/o concreto:

- Carga vehicular: $\frac{Luz}{800}$
- Carga vehicular y peatonal: $\frac{Luz}{1000}$
- Carga vehicular en voladizos: $\frac{Luz}{300}$
- Carga vehicular y peatonal en voladizos: $\frac{Luz}{375}$

La deflexión por carga viva debe tomarse como la mayor de:

- La que resulta del camión de diseño
- La que resulta del 25% del camión de diseño más la carga de carril

- **Deflexión instantánea**

Para determinar la deflexión instantánea se debe tomar el momento de inercia como el momento efectivo de inercia, I_e , dado por la ecuación:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (5.29)$$

En la cual:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (5.30)$$

Donde:

M_{cr} Momento de fisuración (k N-m)

M_a Momento máximo en la etapa cuando se calcula la deformación (k N-m)

f_r Módulo de rotura del hormigón

y_t Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema a tracción (mm)

5.2.1.12 Estado límite de resistencia

5.2.1.12.1 Flexión

- **Resistencia a la flexión factorizada**

Se determina con lo especificado en el literal 5.1.2.8.2.

- **Secciones con aletas**

Para secciones con aletas donde la profundidad de la aleta es menor a $\alpha = \beta_{1c}$, la resistencia nominal a la flexión puede determinarse con la ecuación 5.13 pero considerando que $b \neq b_w$.

5.2.1.12.2 Cortante

- **Resistencia de corte factorizada**

La resistencia factorizada de fuerza cortante, V_r , debe tomarse como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.31)$$

Donde:

V_n Resistencia nominal de fuerza cortante (N)

ϕ Factor de resistencia

- **Resistencia de corte nominal**

La resistencia nominal de cortante, V_n , debe determinarse como lo menor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.32)$$

$$V_n = 0.25f'cb_vd_v + V_p \quad (5.33)$$

En las cuales:

- “Para zapatas de hormigón en las cuales la distancia desde el punto de cero fuerza cortante a la cara del pilar es menor a $3d$, con o sin armadura de refuerzo transversal y para otras secciones de hormigón no pretensado no sometidas a tracción axial y que tienen por lo menos la cantidad de refuerzo mínimo o que tienen un espesor total de menos de 40 cm.

$$V_c = 0.000083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (5.34)$$

En la cual:

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

- Para vigas de hormigón no sometidas a tracción axial importante, pretensadas o no, y que tengan por lo menos el refuerzo transversal mínimo, V_n puede determinarse con $V_p = 0$ y V_c el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} .

Donde

V_{ci} Resistencia nominal de cortante proporcionada por el hormigón, cuando las grietas inclinadas resultan de la combinación de cortante y momento (N)

V_{cw} Resistencia nominal de cortante proporcionada por el hormigón, cuando las grietas inclinadas resultan de tracciones principales excesivas en el alma (N)

V_{ci} se determina así:

$$V_{ci} = 0.0525\sqrt{f'_c}b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \geq 0.16\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (5.35)$$

Donde:

V_d Fuerza cortante en la sección, debida a carga muerta no factorizada que incluye DC y DW. (k N)

V_i Fuerza de cortante factorizada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente, que ocurren simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$. (N)

M_{cre} Momento que causa agrietamiento por flexión en la sección, debido a las cargas externas (kN-m)

$M_{m\acute{a}x}$ Momento máximo factorizado en la sección debido a las cargas externas (k N-m)

$M_{m\acute{a}x}$ y V_i deben determinarse a partir de la combinación de carga que cause el momento máximo en la sección. (AASHTO, 2014)

M_{cre} se determina así:

$$M_{cre} = S_C \left(f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right) \quad (5.36)$$

Donde:

f_{cpe} Esfuerzo de compresión en el concreto, debido solamente a fuerzas de preesfuerzo en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (MPa)

M_{dnc} Momento total no factorizado, debido a la carga muerta que actúa en la sección monolítica o no compuesta. (k N-m)

S_C Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causada por las cargas externas (mm^3)

S_{nc} Módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica, o no compuesta, donde el esfuerzo de tracción es causada por las fibras externas (mm^3)

V_{cw} se determina así:

$$V_{cw} = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} \right) b_v d_v + V_p \quad (5.37)$$

Donde:

f_{pc} Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas externas, o en la unión del alma y la aleta, cuando el centroide se encuentra dentro de la aleta (MPa)

- La resistencia al cortante, V_s , se obtiene así:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sena}}{s} \quad (5.38)$$

Donde:

A_v Área del refuerzo a cortante en una distancia s . (mm^2)

d_v Profundidad efectiva de cortante (mm)

s Espaciamiento del refuerzo transversal paralelo al refuerzo longitudinal (mm)

θ Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal (grados)

Cuando $V_{ci} < V_{cw}$

$$\cot\theta = 1$$

Cuando $V_{ci} > V_{cw}$

$$\cot\theta = 1 + 1.14 \left(\frac{f_{cp}}{\sqrt{f'rc}} \right) \leq 1.8$$

α Ángulo de inclinación entre el refuerzo transversal y el eje longitudinal (grados)

- **Refuerzo longitudinal**

La capacidad a tracción del refuerzo del elemento debe ser diseñada para cumplir con:

$$A_{ps}f_{ps} + A_yf_y \geq \frac{|M_u|}{d_v\phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot\theta \quad (5.39)$$

Donde:

V_s Resistencia a la fuerza cortante. No debe ser mayor que $\frac{V_u}{\phi}$. (N)

θ Ángulo de inclinación de los esfuerzos (grados)

ϕ_f, ϕ_v, ϕ_c Factores de resistencia

- **Refuerzo transversal**

Regiones que requieren refuerzo transversal

A excepción de losas, zapatas y alcantarillas se debe colocar armadura transversal cuando:

- $V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$
- Cuando se necesita considerar torsión

Donde

V_u Fuerza cortante factorizada (N)

V_c Resistencia nominal a cortante del concreto (N)

V_p Elemento de la fuerza de preesfuerzo en la dirección de la fuerza de cortante (N)

ϕ Factor de resistencia

Refuerzo mínimo transversal

A excepción de puentes de vigas en cajón postensadas segmentales de hormigón, cuando se necesita armadura transversal, el área de acero debe satisfacer:

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{f'c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.40)$$

Donde:

A_v Área del refuerzo transversal dentro de la distancia s . (mm^2)

b_v Ancho del alma ajustada por la presencia de ductos (mm)

s Espaciamiento del refuerzo transversal (mm)

f_y Esfuerzo de fluencia especificada del refuerzo transversal (MPa)

Para puentes de vigas cajón postensadas segmentales de hormigón, cuando se necesite armadura transversal, el área mínima de refuerzo transversal de corte en el alma no debe ser menor que el equivalente de 6 barras de refuerzo No. 4 Grado 60 por metro de longitud.

Espaciamiento máximo del refuerzo

El espaciamiento de la armadura de refuerzo transversal no debe exceder el espaciamiento máximo permitido, $S_{m\acute{a}x}$, determinado así:

- Si $v_u < 0.125f'c$, entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60cm$$

- Si $v_u \geq 0.125f'c$, entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30cm$$

Donde

v_u Fuerza cortante (N)

d_v Profundidad efectiva de cortante (mm)

Para puentes de viga en cajón postensionada segmental de hormigón, el espaciamiento de los estribos requerido para soportar el corte debido a momentos torsionales no debe exceder la mitad de la dimensión más corta de la sección transversal o 30cm.

Esfuerzo de cortante sobre concreto

El esfuerzo de cortante sobre hormigón se calcula con la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.41)$$

Donde:

- ϕ Factor de resistencia
- b_v Ancho mínimo del alma, paralela al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión, o para secciones circulares, el diámetro de la sección, modificada por la presencia de ductos donde sea aplicable (mm)
- d_v Distancia, perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión; no es necesario tomarla menor que la mayor entre $0.9d_e$ o $0.72h$ (mm)

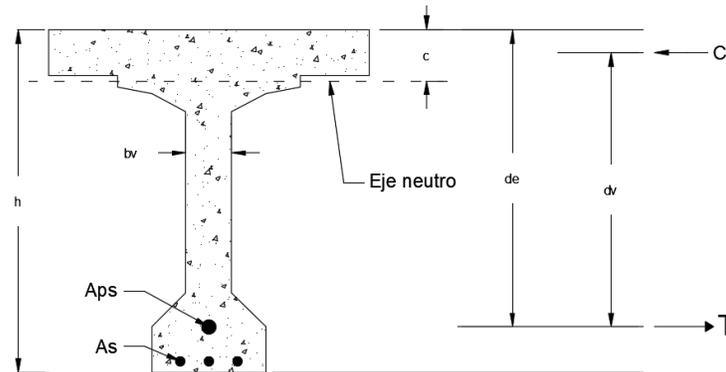
En la cual

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.42)$$

Donde:

- A_{ps} Área del acero de preesfuerzo (mm^2)
- f_{ps} Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo en la resistencia nominal a la flexión (MPa)
- A_s Área de refuerzo no preesforzado a tracción (mm^2)
- d_s Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción no preesforzado (mm)" (AASHTO, 2014)

FIGURA 5.46 Ilustración de términos d_v y b_v



FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.2.1.12.3 Momentos flectores y cortantes en vigas de tablero transversales

“Si el tablero es soportado directamente por vigas transversales, estas se pueden diseñar para las cargas determinadas concorde a la siguiente tabla:

TABLA 5.14 Distribución de carga viva para vigas transversales para momento y cortante

Tipo de tablero	Fración de carga de rueda para cada viga del tablero	Alcance de aplicación
Concreto	$\frac{S}{1800}$	$S \leq 1800$
Emparrillado de acero y tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado	$\frac{S}{1400}$	$t_g \leq 100$ $S \leq 1500$
Emparrillado de acero y tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado	$\frac{S}{1800}$	$t_g > 100$ $S \leq 1800$

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Donde:

t_g Profundidad del emparrillado de acero o de la lámina de acero corrugado incluyendo el recubrimiento de concreto integral o el componente de concreto estructural, menos una tolerancia para considerar los efectos de fresado, ranurado o desgaste (mm)

Las fracciones dadas en la tabla se deben usar en conjunto con la carga de diseño de un solo eje de 196 k N. Para espaciamientos de las vigas del tablero distintas a las mencionadas se deben considerar todas las cargas vivas de diseño y usar la regla de la palanca” (AASHTO, 2014).

5.2.1.13 Verificación de detalles

5.2.1.13.1 Espaciamiento mínimo de las barras de refuerzo

- **Concreto vaciado in situ**

La distancia libre entre las barras paralelas ubicadas en una capa no debe ser menor a:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso
- 3.8 cm

- **Múltiples capas**

“Excepto en las losas en las cuales se pone armadura de refuerzo paralelo en dos o más capas, con un espaciamiento libre entre capas no mayor a 15 cm, las barras de las capas superiores deben colocarse directamente sobre las de la capa inferior y el espaciamiento libre entre capas deberá ser mayor o igual a 2.5 cm o el diámetro nominal de las barras” (AASHTO, 2014).

- **Paquetes de barras**

“El número de barras paralelas organizadas en un paquete, de forma que actúen como una unidad, no debe ser mayor a 4. En los elementos sometidos a flexión el número de barras en paquete, superiores que $\varnothing 36 \text{ mm}$ debe ser mayor a 2.

Cada una de las barras individuales de un paquete, que se suspende dentro de un tramo, debe finalizar en secciones diferentes, separadas como mínimo 40 diámetros de la barra. Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el diámetro de las barras, un paquete de barras debe ser tratado como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total” (AASHTO, 2014).

5.2.1.13.2 Espaciamiento máximo de barras de refuerzo

A menos que se especifique lo contrario, el espaciamiento del refuerzo en tabiques y losas no debe ser mayor a 1.5 veces el espesor del elemento o 45 cm.

5.2.1.13.3 Anclaje de las armaduras

Barras y alambres corrugados a tracción

- **Longitud de desarrollo a tracción**

La longitud de anclaje en tracción, l_d , no debe ser menor que el producto entre la longitud básica de desarrollo a tracción, l_{db} , y el factor o factores de modificación. La longitud de desarrollo a tracción no debe ser menor que 30 cm, excepto para empalmes traslapados.

La longitud básica de desarrollo a tracción, l_{db} [mm], es:

- Para barras de \varnothing 3.6 cm y menores $\frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'c}}$
 Pero no menor que $0.06d_b f_y$
- Para barras de \varnothing 4.3 cm $\frac{25f_y}{\sqrt{f'c}}$
- Para barras de \varnothing 5.7 cm $\frac{34f_y}{\sqrt{f'c}}$
- Para alambre corrugado $\frac{0.36d_b f_y}{\sqrt{f'c}}$

Donde

A_b Sección de la barra o alambre (mm^2)

f_y Esfuerzo de fluencia especificada de las barras de refuerzo (MPa)

$f'c$ Resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b Diámetro de la barra o alambre (mm)

- **Factores de modificación que aumentan l_d**

La longitud básica de desarrollo, l_{db} , debe multiplicarse por los siguientes factores de modificación según corresponda:

- Para refuerzo superior horizontal, o casi horizontal, colocado de manera que haya más de 0.3 m de concreto fresco vaciado debajo del refuerzo 1.4
- Para concreto de agregados de baja densidad para el cual se especifica f_{ct} [MPa] $\frac{0.58\sqrt{f'c}}{f_{ct}} \left(\frac{0.22\sqrt{f'c}}{f_{ct}} \right) \geq 1$
- Para concreto de baja densidad para el cual no se especifica f_{ct} 1.3
- Para concreto de agregados livianos y arena para el que no se ha especificado f_{ct} 1.2
- Para barras recubiertas con resina epoxi en las que el recubrimiento de concreto es menor que $3d_b$, o la separación libre entre las barras es menor que $6d_b$ 1.5
- Para barras recubiertas con resina epoxi que no han sido cubiertas por el ítem anterior 1.2

No se requiere que el producto entre el factor aplicable y el factor correspondiente a refuerzo superior de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que 1.7.

- **Factores de modificación que disminuyen l_d**

La longitud básica de desarrollo, l_{db} , debe multiplicarse por los siguientes factores de modificación según corresponda:

- Si el refuerzo que se está desarrollando en la longitud considerada tiene un espaciamiento lateral entre centros mínimo de 0.15 m, y un recubrimiento libre no menor a 0.075 m 0.8
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del refuerzo de fluencia del refuerzo, o si en un elemento a flexión hay más armadura que la requerida por el análisis $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$
- Si el refuerzo está encerrado por una espiral formada por una barra de no menos de 6mm de diámetro y con un paso de no más de 100mm 0.75

Barras corrugadas a compresión

- **Longitud de desarrollo a compresión**

La longitud de desarrollo, l_d , para barras corrugadas en compresión no debe ser menor que el producto entre los factores de modificación aplicables y la longitud básica de desarrollo, l_{db} .

La longitud básica de anclaje, l_{db} , debe satisfacer:

$$l_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{ó} \quad l_{db} \geq 0.044d_b f_y \quad (5.43)$$

Donde:

- f_y Esfuerzo de fluencia especificada de las barras de refuerzo (MPa)
- f'_c Resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)
- d_b Diámetro de la barra o alambre (mm)

- **Factores de modificación**

La longitud básica de desarrollo, l_{db} , debe multiplicarse por los siguientes factores de modificación correspondientes:

- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia del refuerzo, o si hay más refuerzo que el requerido por el análisis $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$
- Si es refuerzo está encerrado por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm 0.75

Paquetes de barras

La longitud de desarrollo de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, debe ser la correspondiente de una barra individual aumentada un 20%, en el caso de paquetes de 3 barras y 33% en el caso de paquetes de 4 barras.

Para determinar los factores de modificación de un paquete de barras, se debe tratar como una única barra cuyo diámetro debe determinarse a partir del área total equivalente.

Ganchos estándar a tracción

- **Longitud básica de desarrollo de ganchos**

La longitud de desarrollo, l_{dh} [mm], para las barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho estándar, no debe ser menor que el producto entre los factores de modificación correspondientes y la longitud básica de desarrollo, l_{hb} , 8 diámetros de barra o 15 cm.

La longitud básica de desarrollo, l_{hb} , para una barra terminada en gancho con un esfuerzo de fluencia, $f_y \leq 420 \text{ MPa}$, debe tomarse como:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'c}} \quad (5.44)$$

Donde

$f'c$ Resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b Diámetro de la barra o alambre (mm)

- **Factores de modificación**

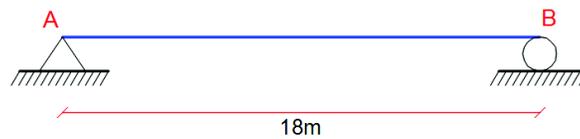
La longitud básica de desarrollo, l_{hb} , debe multiplicarse por los siguientes factores de modificación según corresponda:

- Si el esfuerzo de fluencia del refuerzo es superior a 420 MPa $\frac{f_y}{420}$
- Si el recubrimiento lateral para barra de $\emptyset 3.6 \text{ cm}$ o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual a 64 mm, y para ganchos de 90° , el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor a 50 mm 0.7
- Si los ganchos para barras de $\emptyset 3.6 \text{ cm}$ y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos o estribos cerrados en toda la longitud de desarrollo, l_{dh} , y la separación de estos estribos no es mayor a $3d_b$... 0.8
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$
- Si se utiliza concreto de agregados livianos 1.3
- Si se utiliza refuerzo cubierto-resina epoxi 1.2

5.2.2 EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA DE HORMIGÓN ARMADO

Se requiere diseñar un puente apoyado sobre vigas de hormigón cuya longitud es 18 m, de dos vías. Utilizar concreto de $f'c = 30 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. El acero principal debe ser perpendicular al tráfico. La carga viva será la misma que se usó en el ejemplo de puente losa.

FIGURA 5.47 Puente losa sobre vigas



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Se propone la siguiente sección transversal con una separación entre ejes de 2m.

5.2.2.1 Diseño de la Losa

5.2.2.1.1 Predimensionamiento de la losa

- **Ancho de la viga**

Siendo:

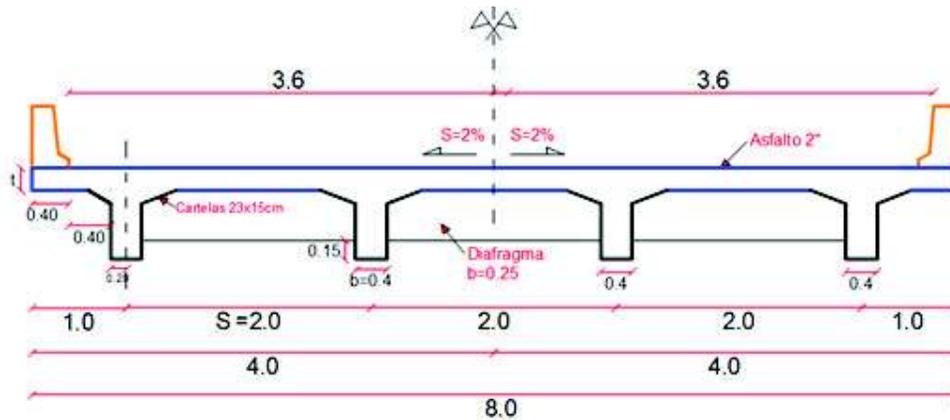
S Espaciamiento entre ejes de las vigas

L Luz del puente

$$b = 0.0157 \sqrt{S} L$$

$$b = 0.0157 * \sqrt{2} * 18 = 0.399 \approx 0.40 \text{ m}$$

Por lo tanto, se adopta un ancho de viga $b=0.40\text{m}$.

FIGURA 5.48 Sección Transversal puente

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Espesor de losa

En tableros de concreto que poseen apoyos se tiene un ancho mínimo. (literal 5.2.1.4.1).

$$t_{min} = 0.175 \text{ m}$$

Como se tiene una losa con vanos continuos se procede a trabajar con la siguiente expresión:

S' Luz libre de la losa entre vigas (espacio de eje a eje menos espesor de la viga)

$$t_{min} = \frac{S' + 3000}{30} \geq 0.175 \text{ m}$$

$$t_{min} = \frac{1600 + 3000}{30} = 153.33 \text{ mm} = 0.153 \text{ m}$$

$$t = 0.175 \text{ m}$$

Debido a que el voladizo soporta una barrera de concreto el espesor mínimo de la losa debe ser de 20 cm. (literal 5.2.1.4.2)

Entonces se opta por uniformizar el espesor y tomar 20 cm de espesor mínimo.

$$t = 0.20 \text{ m}$$

5.2.2.2 Criterios Aplicables

Se trabaja con los siguientes estados límite:

Estos valores de coeficientes se pueden ver en las Tablas 4.14 y 4.15

$$\text{Resistencia I} \quad U = n[(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

$$\text{Servicio I} \quad U = n[(1.00)DC + (1.00)DW + 1.00(LL + IM)]$$

En el literal 5.2.1.10 del presente proyecto se indica que no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto con vigas múltiples.

5.2.2.3 Momentos por cargas a flexión

- **Momento negativo**

La carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), ya que la carga DC y DW son menores, se procede a calcular el momento negativo en el apoyo B, y se toma franjas de losa correspondientes a 1m.

- **Momento positivo**

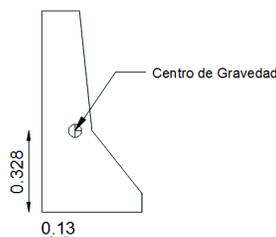
Nuevamente la carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas por peso propio y carga de carril. El máximo momento se obtiene a 0.4L de un apoyo exterior, igualmente se toma franjas de 1m.

5.2.2.3.1 Carga Muerta (DC)

$$W_{losa} = 0.20m * 1.0m * 2.447 \frac{T}{m^3} = 0.489 \frac{T}{m} = 4.80 \frac{kN}{m}$$

Para el peso de la barrera se utiliza la misma barrera de concreto que se usó en el puente losa.

FIGURA 5.49 Centro de Gravedad de barrera de concreto



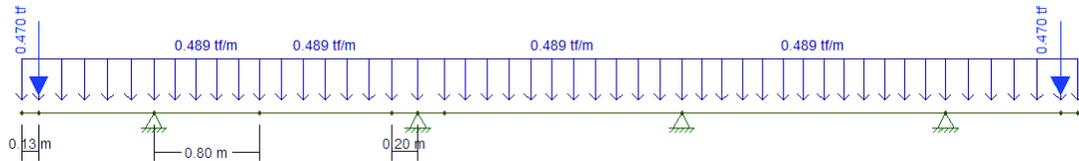
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$W_{barrera} = 470 \text{ kg} = 0.47 \text{ T} = 4.61 \text{ kN}$$

Se puede ver que el peso de la barrera va a ser aplicado a 0.13m de la cara izquierda.

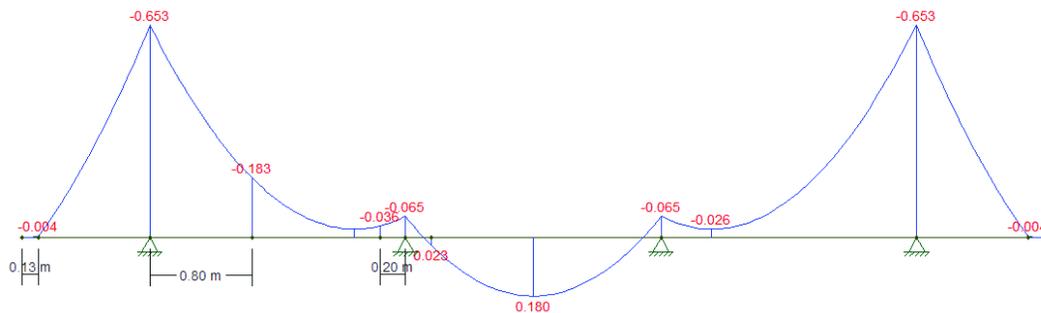
Para resolver la losa continua sobre 4 apoyos se puede utilizar el programa Ftool.

FIGURA 5.50 Cargas de losa y barrera de concreto



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.51 Momentos Positivos y Negativos de losa debido a carga muerta



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Momentos negativos**

$$M_{DC} = -0.065 \text{ T.m} = -0.64 \text{ kN.m (En el eje B)}$$

$$M_{DC} = -0.036 \text{ T.m} = -0.35 \text{ kN.m (izquierda de B)}$$

$$M_{DC} = 0.023 \text{ T.m} = 0.23 \text{ kN.m (derecha de B)}$$

- **Momento positivo**

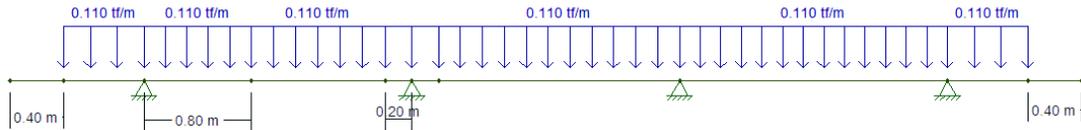
$$M_{DC\ 0.4L} = -0.183 \text{ T.m} = 1.80 \text{ kN.m}$$

Para la factorización de cargas para el estado Limite de Resistencia I, este valor de momento negativo se multiplica por 0.9 para obtener el máximo momento positivo.

5.2.2.3.2 Carga por superficie de Rodadura (DW)

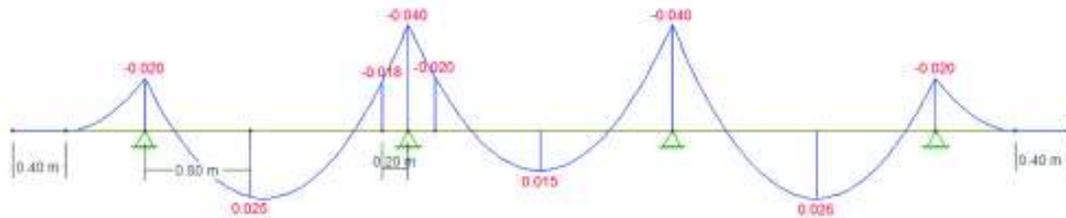
$$W_{asfalto} = 0.11 \frac{T}{m} = 1.08 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 5.52 Carga de asfalto sobre losa



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

FIGURA 5.53 Momentos Positivos y Negativos debido a superficie de rodadura



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- **Momentos negativos**

$$M_{DW} = -0.040 T.m = 0.39 kN.m \text{ (En el eje B)}$$

$$M_{DW} = -0.018 T.m = 0.18 kN.m \text{ (izquierda de B)}$$

$$M_{DW} = -0.020 T.m = 0.20 kN.m \text{ (derecha de B)}$$

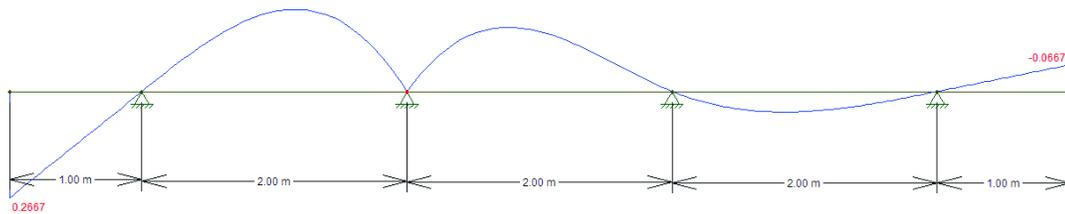
- **Momento positivo**

$$M_{DC\ 0.4L} = 0.025 T.m = 0.24 kN.m$$

5.2.2.4 Carga Viva y Efecto de carga dinámica (LL+IM)

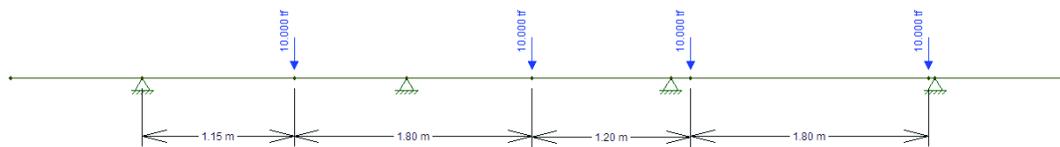
5.2.2.4.1 Momentos Negativos

Proceso Analítico

FIGURA 5.54 Línea de influencia de momento para el apoyo B

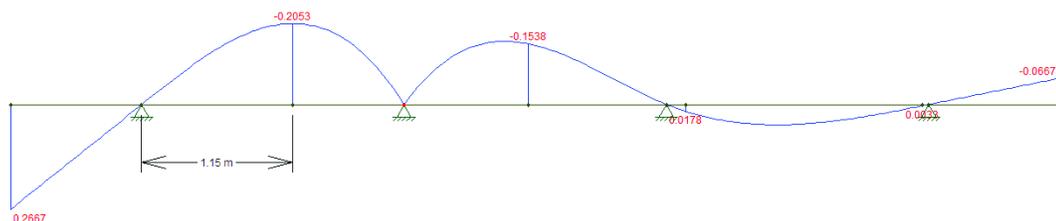
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Haciendo uso de la línea de influencia que se encuentra en la figura 5.54 se procede a calcular el momento debido a carga viva en la sección de momento negativo máximo, en este caso el apoyo B, colocando los ejes de carga del camión en las posiciones más críticas.

FIGURA 5.55 Posiciones Críticas del camión

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Las posiciones más críticas del camión suceden con una separación del $0.577L$ del primer apoyo, seguido de una separación de 1.80m, aplicando la mitad de la carga del camión de diseño MTOP y después 1.20m que es la separación entre los dos camiones.

FIGURA 5.56 Línea de influencia en las posiciones críticas

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

El factor de presencia múltiple para un carril cargado es $m=1.2$ (Tabla 4.2)

$$M_{(-)} = (10 T * (-0.2053m) + 10 T * (-0.1538)) * 1.2$$

$$M_{(-)} = -4.30 T.m = -42.18 kN.m$$

El factor de presencia múltiple para dos carriles cargados es $m=1.0$ (Tabla 4.2)

$$M_{(-)} = (10 T(-0.2053m) + 10 T(-0.1538) + 10 T(0.0178) + 10 T(0.0033)) * 1$$

$$M_{(-)} = -3.38 T.m = 33.16 kN.m$$

El valor más desfavorable se tiene en el caso de un carril cargado y es $-4.30 T.m$.

De la Tabla 5.13. se toma el ancho de franja, el cual es:

$$E_{(-)} = 1220 + 0.25 S$$

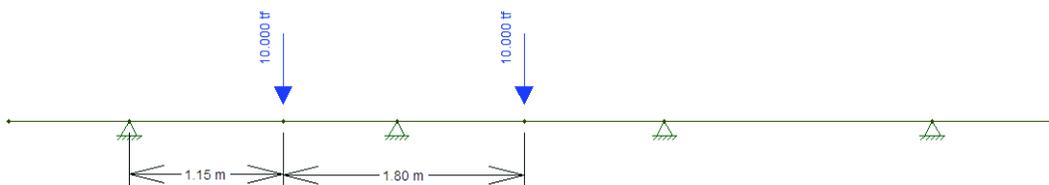
$$E_{(-)} = 1220 + 0.25(2000) = 1720 mm = 1.72 m$$

Por lo tanto, el momento negativo crítico en B, incluyendo el efecto de carga dinámica del 33% y ancho de franja es:

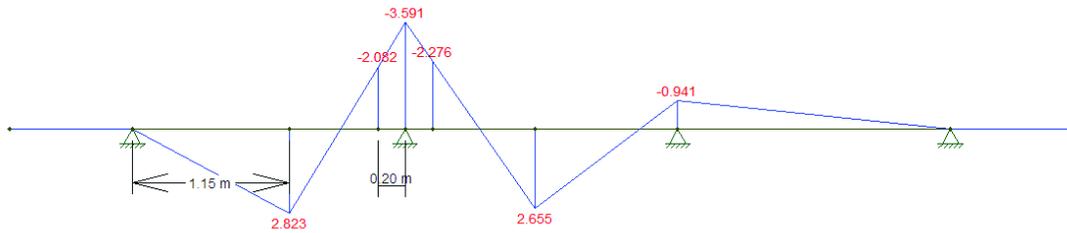
$$M_{B(-)(LL+IM)} = \frac{-4.30}{1.72} * 1.33 = -3.32 T.m = -32.57 kN.m$$

Ahora como se sabe que la condición más crítica es de un solo carril cargado se procede a calcular los momentos en la cara de la viga a la izquierda y derecha.

FIGURA 5.57 Condición crítica de un carril cargado



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

FIGURA 5.58 Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Entonces:

Utilizando un factor de presencia múltiple de 1.2 para un carril cargado (Tabla 4.2) y un 33% de incremento por carga dinámica.

$$M_{(-)(LL+IM)} = -3.591 * \frac{1.2 * 1.33}{1.72} = -3.32 \text{ T.m} = 32.57 \text{ kN.m (en el eje B)}$$

$$M_{(-)(LL+IM) \text{ izq.}} = -2.082 * \frac{1.2 * 1.33}{1.72} = -1.93 \text{ T.m} = 18.93 \text{ kN.m (izq. de B)}$$

$$M_{(-)(LL+IM) \text{ der.}} = -2.276 * \frac{1.2 * 1.33}{1.72} = -2.12 \text{ T.m} = 20.79 \text{ kN.m (der. de B)}$$

TABLA 5.15 Resumen de momentos negativos por cargas en B

Carga	Tipo	M(-) izq	M(-) eje B	M(-) der	g Resistencia I
		[T.m]	[T.m]	[T.m]	
Losa+ barrera	DC	-0.036	-0.065	0.023	1.25
Asfalto	DW	-0.018	-0.04	-0.02	1.50
Carga viva	LL+IM	-1.93	-3.32	-2.12	1.75

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Para el Estado Límite de Resistencia I (literal 4.8)

- **En el eje B**

$$M_u = 1.25(-0.065) + 1.50(-0.04) + 1.75(-3.32) = -5.95 \text{ T.m} = -58.37 \text{ kN.m}$$

- **Cara Izquierda de B**

$$M_u = 1.25(-0.036) + 1.50(-0.018) + 1.75(-1.93) = -3.45 \text{ T.m} = 33.84 \text{ kN.m}$$

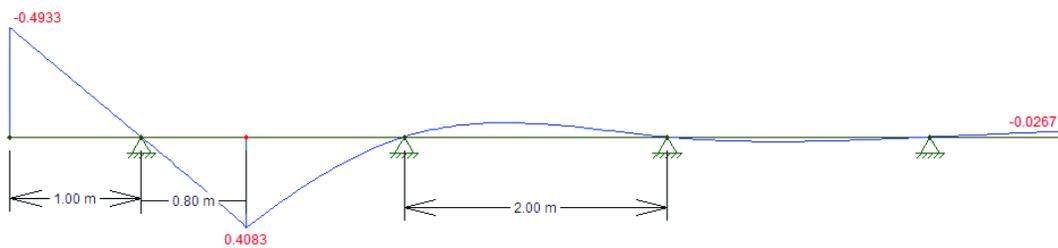
- **Cara Derecha de B**

$$M_u = 1.25(0.023) + 1.50(-0.02) + 1.75(-2.12) = -3.70 \text{ T.m} = 36.30 \text{ kN.m}$$

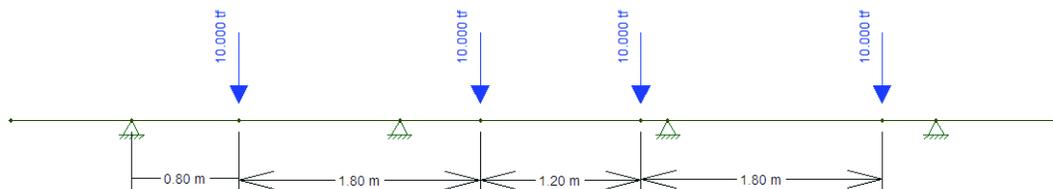
5.2.2.4.2 Momento Positivo

Método Analítico

Para realizar este proceso analítico se utiliza la línea de influencia por momento en la sección donde ocurre el momento máximo a $0.4 L$.

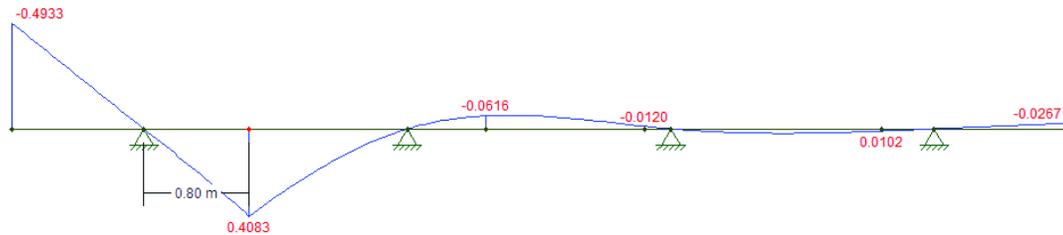
FIGURA 5.59 Línea de influencia para el momento máximo $0.4 L$ 

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.60 Posiciones críticas del camión

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Las posiciones más críticas del camión suceden con una separación del $0.4L$ del primer apoyo, seguido de una separación de 1.80m , aplicando la mitad de la carga del camión de diseño que usa el MTOP y después 1.20m que es la separación entre los dos camiones.

FIGURA 5.61 Línea de influencia en las posiciones críticas

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

El factor de presencia múltiple para un carril cargado es $m=1.2$ (Tabla 4.2)

$$M_{(+)} = (10 T * (0.4083m) + 10 T * (-0.0616)) * 1.2 = 4.16 T.m = 40.81 kN.m$$

El factor de presencia múltiple para dos carriles cargados es $m=1.0$ (Tabla 4.2)

$$M_{(+)} = (10 T(0.4083m) + 10 T(-0.0616) + 10 T(-0.0120) + 10 T(0.0102)) * 1$$

$$M_{(+)} = 3.45 T.m = 33.84 kN.m$$

El valor más desfavorable se tiene en el caso de un carril cargado y es 4.16 T.m.

De la Tabla 5.13. podemos tomar el ancho de franja, el cual es:

$$E_{(+)} = 660 + 0.55 S = 666 + 0.55(2000) = 1760 mm = 1.76 m$$

Por lo tanto, el momento positivo, incluyendo el efecto de carga dinámica del 33% y ancho de franja es:

$$M_{B(+)(LL+IM)} = \frac{4.16}{1.76} * 1.33 = 3.14 T.m = 30.80 kN.m$$

TABLA 5.16 Resumen de momentos positivos

Carga	Tipo	M(+)	g
		[T.m]	Resistencia I
Losa+ barrera	DC	-0.183	0.90
Asfalto	DW	0.025	1.50
Carga viva	LL+IM	3.14	1.75

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Para el Estado Límite de Resistencia I (literal 4.8)

$$M_u = 0.9(-0.183) + 1.50(0.025) + 1.75(3.14) = 5.37 T.m = 52.68 kN.m$$

5.2.2.5 Cálculo del Acero

5.2.2.5.1 Acero Negativo Perpendicular al Tráfico

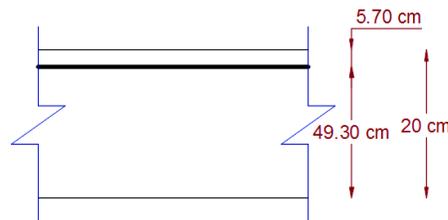
Se utiliza el mayor momento negativo entre las dos caras del Apoyo B, en este caso:

$$M_u = -3.70 T.m = -36.30 kN.m$$

Utilizando un recubrimiento $r = 5\text{ cm}$ (Ver tabla 5.3 acero perpendicular) y una varilla de acero de 14 mm, se tiene:

$$z = 5\text{ cm} + \frac{1.40\text{ cm}}{2} = 5.70\text{ cm}$$

FIGURA 5.62 Ubicación del acero principal negativo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$d = 20 - 5.70 = 14.30\text{ cm}$$

El acero se calcula como en el literal 5.1.3.3.3 puente losa.

$$A_{s(-)} = 7.24\text{ cm}^2$$

$$a = 0.165(7.24) = 1.20\text{ cm}$$

$$S = \frac{1.54}{7.24} = 0.21\text{ m} \approx 0.20\text{ m}$$

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 14\text{ mm} @ 0.20\text{ m}$.

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.1M_{cr}$ y $1.33M_u$.

Los valores de f_r y S_c se calculan de la misma forma que se calculó en los ejercicios de puentes losa.

- $1.1 M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c$

$$1.1 M_{cr} = 1.1 * 34.81 \frac{kg}{cm^2} * 6666.67 cm^3 = 2.55 T.m = 25.02 kN.m$$

- $1.33 M_u$

$$1.33 M_u = 1.33 * 3.70 = 4.92 T.m = 48.27 kN.m$$

El menor valor entre los dos casos es $2.55 T.m$, la cantidad de acero calculado es $7.24 cm^2$ y resiste un $M_u = 3.70 T.m$

Por lo que $3.70 T.m > 2.55 T.m$ ok.

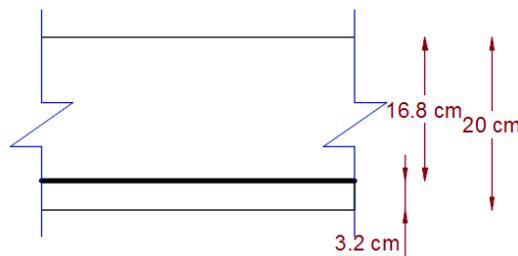
5.2.2.5.2 Acero Positivo Perpendicular al Tráfico

$$M_u = 5.37 T.m = 52.68 kN.m$$

Utilizando un recubrimiento $r=2.5cm$ (Ver tabla 5.3 acero perpendicular) y una varilla de acero de $14 mm$, se tiene:

$$z = 2.5 cm + \frac{1.40cm}{2} = 3.2 cm$$

FIGURA 5.63 Ubicación del acero principal positivo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$d = 20 - 3.20 = 16.80 cm$$

$$A_{s(+)} = 8.84 cm^2$$

$$a = 0.165(8.84) = 1.46 cm$$

$$S = \frac{1.54}{8.84} = 0.174m \approx 0.17m$$

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 14mm @ 0.17 m$.

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.1 M_{cr}$ y $1.33 M_u$.

- $1.1M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 2.55 T.m = 25.02 kN.m$
- $1.33 M_u = 1.33 * 5.37 = 7.14 T.m = 70.04 kN.m$

El menor valor entre los dos casos es $2.55 T.m$, la cantidad de acero calculado es $8.84 cm^2$ y resiste un $M_u = 5.37 T.m$

Por lo que $5.37 T.m > 2.55 T.m$ ok.

- **As de temperatura**

$$A_{stem} = \frac{750 * 8000 * 200}{2(8000 + 200) * 420} = 174.10 \frac{mm^2}{m} = 1.74 \frac{cm^2}{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} < 1.74 \frac{cm^2}{m} < 12.70 \frac{cm^2}{m} \text{ No cumple}$$

Por lo tanto se usará $2.33 \frac{cm^2}{m}$.

Suponiendo varillas de 10 mm la separación será:

$$s = \frac{0.79}{2.33} = 0.34 m$$

Estos valores deben ser probados con lo que se estipula en el literal 5.1.2.5.4.

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * t = 3 * 0.2 = 0.60 m$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.45 m$$

$$0.34 m < 0.45 m < 0.60 m \text{ OK}$$

Por lo tanto, se debe usar $1\emptyset 10 mm @ 0.34 m$.

El acero de temperatura se debe colocar paralelo al tráfico en la parte superior.

- **As de distribución**

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} = \frac{3840}{\sqrt{1600}} = 96 \% > 67\% \rightarrow \text{tomamos } 67\% \quad (5.4)$$

S Distancia entre vigas ($S = 2 - 0.4 = 1.60 \text{ m}$)

$$A_{S_{repart}} = 0.67 * 8.84 \text{ cm}^2 = 5.92 \text{ cm}^2$$

Suponiendo varillas de $\varnothing = 12 \text{ mm}$ la separación será:

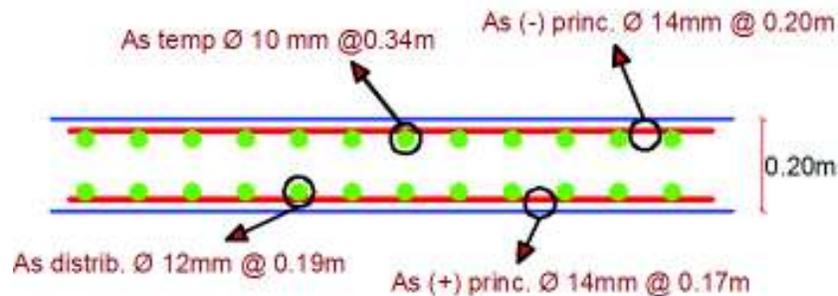
$$S = \frac{1.13}{5.92} = 0.19 \text{ m}$$

$$0.19 \text{ m} < 0.45 \text{ m} < 3t = 0.60 \text{ m} \quad OK$$

Por lo tanto, se debe usar $1\varnothing 12\text{mm} @ 0.19 \text{ m}$.

5.2.2.6 Distribución de Acero en la losa

FIGURA 5.64 Distribución de Acero en losa (Puente viga losa)



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.2.7 Revisión de Fisuración por distribución de armadura

5.2.2.7.1 Acero Principal Negativo

- **Momento actuante**

Usando la sección agrietada y una franja de 0.20 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I (literal 4.2), $n = n_D n_R n_I = 1$

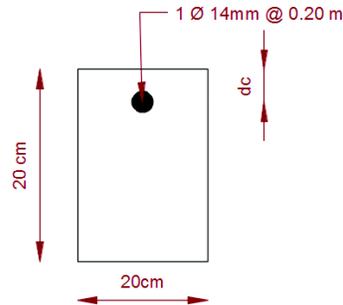
$$M_s = 1 [1.0 (0.023) + 1.0(-0.02) + 1.0 (-2.12)]$$

$$M_s = -2.12 \frac{T.m}{m} = 20.80 \frac{kN.m}{m}$$

Para un ancho tributario de 0.20m :

$$M_s = -2.12 \frac{T \cdot m}{m} * 0.20m = -0.42 T \cdot m = 4.12 \text{ kN} \cdot m$$

FIGURA 5.65 Ancho de franja acero negativo



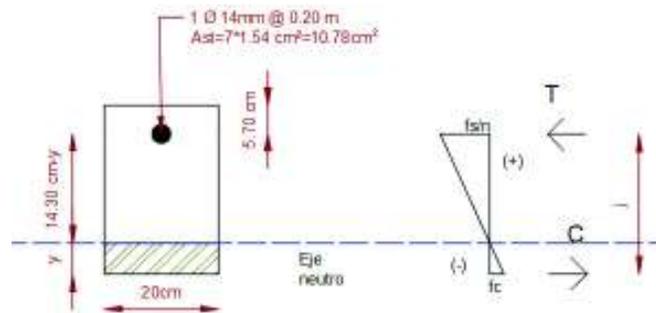
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Ubicación del eje neutro**

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{290.709 * 10^3} = 7.01 \approx 7$$

$$d_c = 5 \text{ cm} + \frac{1.4}{2} \text{ cm} = 5.70 \text{ cm}$$

FIGURA 5.66 Ubicación el eje neutro acero negativo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$A_{st} = 7 * 1.54 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$20 y \left(\frac{y}{2} \right) = 10.78 (14.30 - y)$$

$$y = 3.42 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio**

El brazo que existe entre las cargas es j .

$$j = d - \frac{y}{3} = 14.30 - \frac{3.42}{3} = 13.16 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{0.42 * 10^5}{13.16 * 1.54} = 2072.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

- **Separación máxima de la armadura**

$$\beta_s = 1 + \frac{5.70}{0.7(20 - 5.70)} = 1.57 \text{ cm}$$

Como es acero de fondo, $\gamma_e = 1.00$ (Condición de exposición clase 1).

$$S_{max} = \frac{123000 (1)}{1.57 * 2072.39} - 2(5.70) = 26.40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ Ok}$$

5.2.2.7.2 Acero Principal Positivo

- **Momento actuante**

Usando la sección agrietada y una franja de 0.17 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$

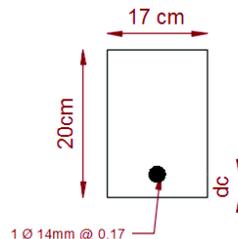
$$M_s = 1 [1.0 (-0.183) + 1.0(0.025) + 1.0 (3.14)]$$

$$M_s = 2.98 \frac{\text{T.m}}{\text{m}} = 29.23 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

Para un ancho tributario de 0.17 m:

$$M_s = 2.98 \frac{\text{T.m}}{\text{m}} * 0.17\text{m} = 0.51 \text{ T.m} = 5 \text{ kN.m}$$

FIGURA 5.67 Ancho de franja acero positivo



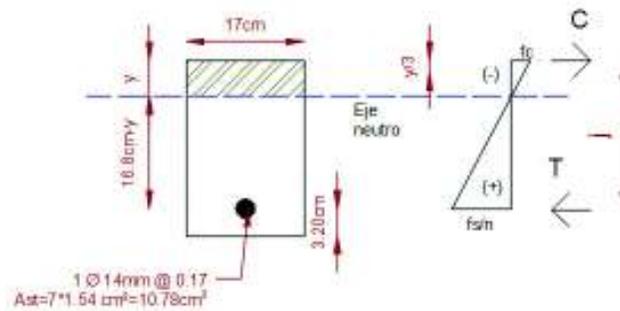
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Ubicación del eje neutro**

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{282.374 * 10^3} = 7.22 \approx 7$$

$$dc = 2.5 \text{ cm} + \frac{1.4}{2} \text{ cm} = 3.20 \text{ cm}$$

FIGURA 5.68 Ubicación del eje neutro acero positivo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$A_{st} = 7 * 1.54 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$17 y \left(\frac{y}{2} \right) = 10.78 (16.80 - y)$$

$$y = 4.02 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio**

El brazo que existe entre las cargas es j .

$$j = d - \frac{y}{3} = 16.80 - \frac{4.02}{3} = 15.46 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{0.51 * 10^5}{15.46 * 1.54} = 2142.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

- **Separación máxima de la armadura**

$$\beta_s = 1 + \frac{3.20}{0.7(20 - 3.20)} = 1.27 \text{ cm}$$

Como es acero de fondo, $\gamma_e = 1.00$ (Condición de exposición clase 1).

$$S_{max} = \frac{123000 (1)}{1.27 * 2142.10} - 2(3.20) = 38.80 \text{ cm} > 17 \text{ cm} \text{ Ok}$$

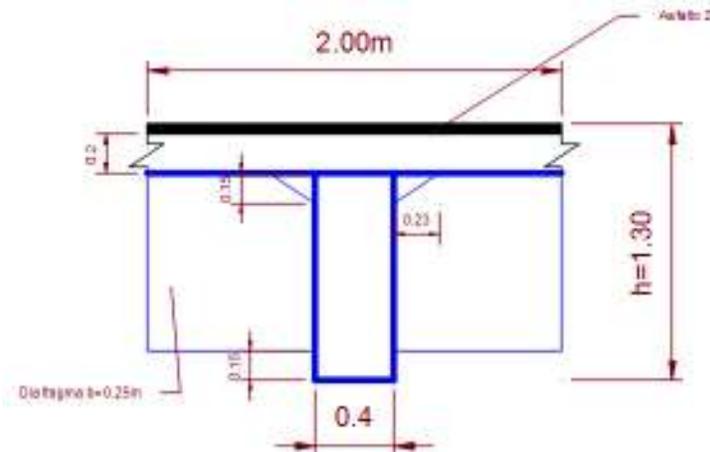
5.2.2.8 Diseño de Viga Principal Interior

5.2.2.8.1 Predimensionamiento

De la Tabla 5.12 se obtiene lo siguiente:

$$h_{min} = 0.07L = 0.07(18m) = 1.26m \approx 1.30m$$

FIGURA 5.69 Viga "T" principal interior



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Se toma una altura $h=1.30m$, y la altura del diafragma $h_d=0.95m$.

5.2.2.8.2 Momentos de flexión por cargas en viga interior

Todos los momentos se deben calcular a la misma distancia del momento máximo por carga viva, esta distancia es $0.72m$ del centro de luz u $8.28m$ del apoyo. De igual forma que se calculó en el puente losa.

Suponiendo vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, se tiene:

- **Cargas Distribuidas**

$$W_{losa} = 0.20 \text{ m} * 2m * 2.447 \frac{T}{m^3} = 0.98 \frac{T}{m} = 9.61 \frac{kN}{m}$$

$$W_{viga} = 1.10m * 0.40m * 2.447 \frac{T}{m^3} = 1.08 \frac{T}{m} = 10.59 \frac{kN}{m}$$

$$W_{cartelas} = 2(0.5m * 0.15m * 0.23m) * 2.447 = 0.08 \frac{T}{m} = 0.78 \frac{kN}{m}$$

$$W_{DC} = 0.98 + 1.08 + 0.08 = 2.14 \frac{T}{m} = 20.99 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = 19.26(8.28) - 2.14 * \left(\frac{8.28^2}{2} \right) = 86.12 T.m = 844.84 kN.m$$

- **Cargas Puntuales**

Si se coloca 3 diafragmas, de los cuales dos se encuentran en los apoyos y uno en la mitad se tiene:

$$P_{diafragma} = (1.30 - 0.15 - 0.20)(2 - 0.40)(0.25)(2.447) = 0.93 T = 9.12 kN$$

$$M_{DC2} = 1.39(8.28) - 0.93(8.28) = 3.85 T.m = 35.12 kN.m$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 86.12 + 3.85 = 89.97 \approx 90 T.m = 882.9 kN.m$$

- **Carga por asfalto (DW)**

$$W_{asf} = 0.05 * 2 * 2.25 = 0.225 \frac{T}{m} = 2.21 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = 2.02(8.28) - 0.225 * \left(\frac{8.28^2}{2} \right) = 9.05 T.m = 88.78 kN.m$$

- **Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)**

Para este caso se puede ir al Anexo 1 (Momentos y Reacciones máximas), donde según la luz se obtiene el momento generado por el camión de diseño.

$$M_{(LL+IM)} = 237.78 T.m \text{ a } 0.72m \text{ del centro de luz}$$

5.2.2.8.3 Distribución de cargas vivas

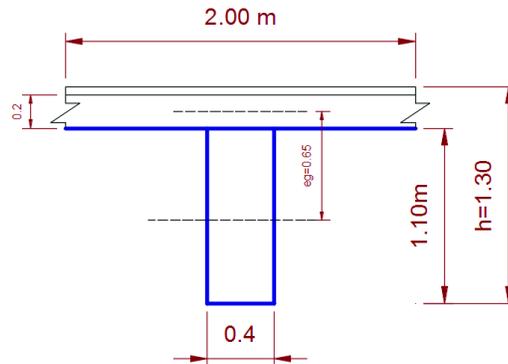
- **Caso de un carril cargado**

Para poder comprobar esta distribución se puede ir al Anexo 4 en donde se encuentran estas ecuaciones y respectivos casos:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0.1}$$

Cálculo de $\left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$:

FIGURA 5.70 Viga T (Propiedades)



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1 \text{ tienen el mismo material}$$

$$I_{viga} = \frac{0.40 \cdot 1.10^3}{12} = 0.0443 \text{ m}^4$$

$$A_{viga} = 0.40 \cdot 1.10 = 0.44 \text{ m}^2$$

$$eg = 0.65 \text{ m}$$

$$K_g = n(I_{viga} + A_{viga} \cdot eg^2) = 1[0.0443 + 0.44 \cdot 0.65^2] = 0.23 \text{ m}^4$$

Entonces:

$$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{0.23}{18 \cdot 0.20^3}\right)^{0.1} = 1.04$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{18000}\right)^{0.3} \cdot 1.04 = 0.45$$

- **Caso de dos carriles cargados**

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2000}{18000}\right)^{0.2} \cdot 1.04 = 0.60 \text{ (crítico)}$$

$$M_{(LL+IM)} = 0.60 * 237.78 = 142.66 \text{ T.m} = 1399.49 \text{ kN.m}$$

5.2.2.8.4 Resumen de Momento Positivos

TABLA 5.17 Resumen de momentos positivos

Carga	M (+) [T.m]	g		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	90	1.25	1.0	0.0
DW	9.05	1.50	1.0	0.0
LL+IM	142.66	1.75	1.0	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.2.2.8.5 Cálculo de Acero Principal

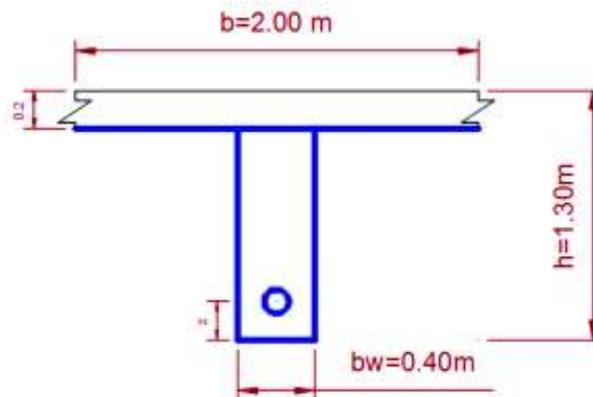
Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$ (Ver literal 4.2)

$$M_U = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_U = 1[1.25 (90) + 1.5 (9.05) + 1.75 (142.66)]$$

$$M_U = 375.73 \text{ T.m} = 3685.91 \text{ kN.m}$$

FIGURA 5.71 Viga "T" Propiedades



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$b_{eff} = b = 2m$$

$$\text{Suponiendo } c = t = 0.20m$$

$$a = 0.85c = 0.85 * 0.20 = 0.17m$$

$$si\ d \approx 0.85h = 0.85(1.30) = 1.10m$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{375.73 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(110 - \frac{17}{2}\right)} = 97.93\ cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{97.93}{200 * 110} = 0.0044$$

$$c = 1.18 * \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} = \frac{1.18 * 0.0044 * 4200 * 110}{0.85 * 300} = 9.40\ cm < 20\ cm$$

Por lo tanto, se diseñará como viga rectangular.

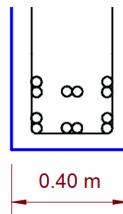
$$A_s = \frac{375.73 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(110 - \frac{a}{2}\right)} = 93.65\ cm^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 0.0824 A_s = 93.65 * 0.0824 = 7.72\ cm$$

Si se usa 12 \emptyset 32mm , $A_s = 96.48\ cm^2$

Por lo tanto, se usará 12 \emptyset 32mm, con la distribución que se muestra en la siguiente figura, estribos de \emptyset 12mm y un recubrimiento $r=5\ cm$.

FIGURA 5.72 Distribución de Aceros



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Cálculo de z :

Siendo $A = 8.04\ cm^2$ se tiene:

$$12A(z) = 4A(9.4\ cm) + 4A(25.4\ cm) + 2A(7.8\ cm) + 2A(23.8\ cm)$$

$$z = 17\ cm$$

$$d = 130\ cm - 17\ cm = 113\ cm \approx 110\ cm$$

- **As mínimo**

Cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.1 M_{cr} y 1.33 M_u.

Los valores de f_r y S_c se calculan de la misma manera que en ejercicio puente losa.

- $1.1M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 1.1 * 34.81 * 563.33 * 10^3 = 215.70 T.m = 2116.02 kN.m$
- $1.33M_u$

$$1.33M_u = 1.33 * 375.73 = 499.72 T.m = 4902.25 kN.m$$

El menor valor entre los dos casos es 215.70 T.m, la cantidad de acero calculado es 93.65 cm² y resiste un M_u = 375.73 T.m

Por lo que 375.73 T.m > 215.70 T.m ok.

Por lo tanto, se usará 12 Ø 32mm.

5.2.2.8.6 Armadura de contracción y temperatura

$$A_{s_{tem}} = \frac{750 * 400 * 1300}{2(400 + 1300) * 420} = 273.10 \frac{mm^2}{m} = 2.73 \frac{cm^2}{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} < 2.73 \frac{cm^2}{m} < 12.70 \frac{cm^2}{m} \text{ Ok}$$

El espacio es $S = 130cm - 24cm - 20cm = 86 cm$

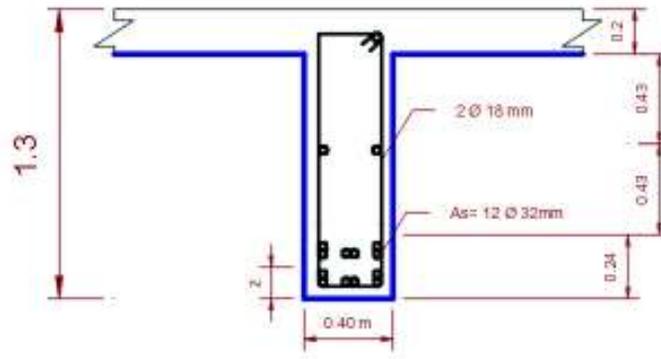
$$A_{s_{tem}} = 2.73 \frac{cm^2}{m} * 0.86 m = 2.34cm^2 \text{ por cara}$$

Si se usa varillas de Ø 18mm, $A_s = 2.54 cm^2$

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * t = 3 * 0.40 = 1.2 m$$

$$S = 0.43 m$$

FIGURA 5.73 Distribución de acero de temperatura y principal de la viga



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.2.2.8.7 Revisión de fisuración por distribución de armadura

- **Momento Actuante**

Usando la sección agrietada, para el diseño por estado límite de Servicio I (literal 4.8), $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2)

$$M_s = 1[1.0(90) + 1.0(9.05) + 1.0(142.66)] = 241.71 \frac{T \cdot m}{m} = 2371.18 \frac{kN \cdot m}{m}$$

- **Ubicación del eje Neutro**

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \cdot 10^6}{290.709 \cdot 10^3} = 7.01 \approx 7$$

$$dc = \text{recubrimiento} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi}{2}$$

$$dc = 5 \text{ cm} + 1.2 \text{ cm} + \frac{3.2 \text{ cm}}{2} = 7.8 \text{ cm}$$

$$dl = 130 \text{ cm} - 7.8 \text{ cm} = 122.2 \text{ cm} > 1 \text{ m} \therefore \text{se necesita } A_{sk}$$

$$\frac{dl}{2} = \frac{122.22 \text{ cm}}{2} = 61.11 \text{ cm}$$

$$A_{sk} \geq 0.3(de - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$$

$$A_{sk} \geq 0.3(1060 - 760) \leq \frac{9648 + 0}{4}$$

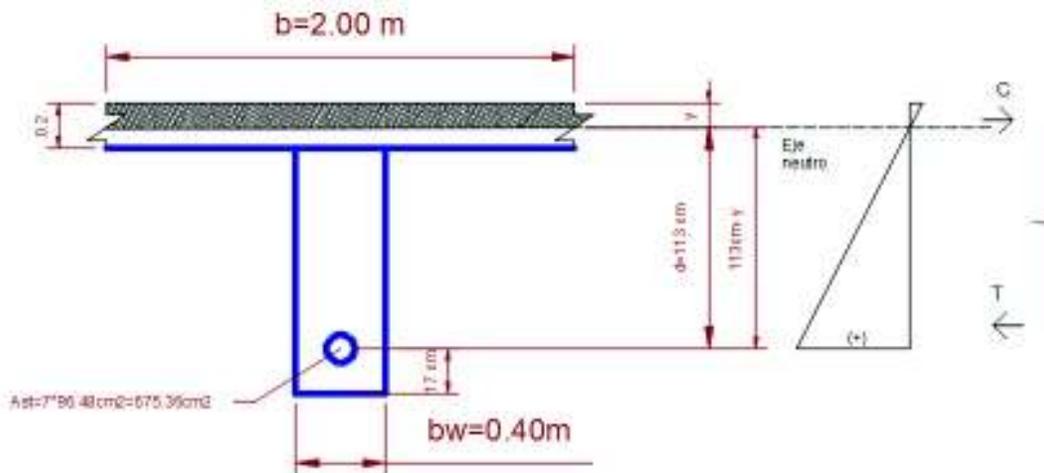
$$A_{sk} \geq 90 \text{ mm}^2 < 2412 \text{ mm}^2$$

$$A_{sk} = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m por cara}$$

$$A_{sk} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Se usará 1 \emptyset 12 mm como acero de piel.

FIGURA 5.74 Ubicación del Eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$A_{st} = 7 * 96.48 = 675.36 \text{ cm}^2$$

$$200 y \left(\frac{y}{2} \right) = 675.36 (113 - y)$$

$$y = 24.45 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de acero principal bajo cargas de servicio**

$$j = d - \frac{y}{3} = 113 - \frac{24.45}{3} = 104.85 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{241.71 * 10^5}{104.85 * 96.48} = 2389.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

- **Separación máxima de la armadura**

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)} = 1 + \frac{7.8}{0.7(130 - 7.8)} = 1.09 \text{ cm}$$

Como es acero de fondo, $\gamma_e = 1.00$ (Condición de exposición clase 1).

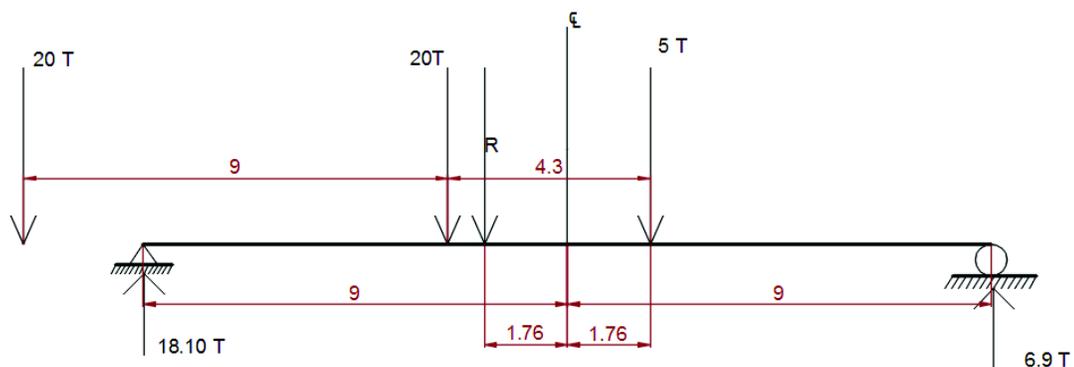
$$S_{max} = \frac{123000 (1)}{1.09 * 2389.40} - 2(7.8) = 31.62 \text{ cm} > 5 \text{ cm } Ok$$

5.2.2.8.8 Fatiga

- **Carga de Fatiga**

Para la carga de fatiga se considera un camión de diseño con una separación de 9m entre los ejes de 20 ton, ocupando una sola vía y sin aplicar un factor de presencia múltiple.

FIGURA 5.75 Carga de fatiga



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Para poder saber el momento que produce el camión usado por el MTOP se puede ir al Anexo 1 (Momento Fatiga) y observando la luz del puente se tiene:

$$M_{LL+IM} = 125.93 \text{ T.m} = 1235.37 \text{ kN.m}$$

Considerando la siguiente distribución para un solo carril y eliminando el factor de presencia múltiple 1.2:

$$g_{fat} = \frac{0.457}{1.2} = 0.38$$

$$M_{LL+IM} = (0.38) * (125.93) = 47.85 \text{ T.m} = 469.41 \text{ kN.m}$$

Diseño de Fatiga I, $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2)

⁷ Valor de g para un carril cargado.

$$M_{fat} = n[1.5M_{(LL+IM)}]$$

$$M_{fat} = 1(1.5 * 47.85) = 71.78 T.m = 704.16 kN.m$$

- **Sección Fisurada**

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no factorizadas más la combinación de fatiga I, da como resultado una fuerza de tensión de tracción mayor que $0.25 \sqrt{f'_c}$ [MPa].

$$f_{tracc} = 0.25 * \sqrt{30} = 1.37 MPa = 13.97 \frac{kg}{cm^2} = 1.37 MPa$$

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 90 + 9.05 + 71.78 = 170.83 T.m = 1675.84 kN.m$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S} = \frac{170.83 * 10^5}{563.33 * 10^3} = 30.32 \frac{kg}{cm^2} = 2.97 MPa$$

Entonces:

$$f_{fat} = 30.32 \frac{kg}{cm^2} > 13.97 \frac{kg}{cm^2}$$

Se debe usar sección agrietada.

5.2.2.8.9 Verificación de Esfuerzos

$$A_s = 12 * 8.04 = 96.48 cm^2$$

$$j = d - \frac{y}{3} = 113 - \frac{24.45}{3} = 104.85 cm$$

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga Viva**

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s * j} = \frac{71.78 * 10^5}{96.48 * 104.85} = 709.57 \frac{kg}{cm^2} = 69.59 MPa$$

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga permanente**

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s * j} = \frac{(90 + 9.05) * 10^5}{96.48 * 104.85} = 979.14 \frac{kg}{cm^2} = 96.02 MPa$$

- **Rango máximo de esfuerzo**

$$f_{min} = 0 + 979.14 \frac{kg}{cm^2} = 979.14 \frac{kg}{cm^2} = 96.02 MPa$$

$$f_{máx} = 709.57 \frac{kg}{cm^2} + 979.14 \frac{kg}{cm^2} = 1688.71 \frac{kg}{cm^2} = 165.61 MPa$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$f_f = f_{máx} - f_{min} = 1688.71 \frac{kg}{cm^2} - 979.14 \frac{kg}{cm^2} = 709.57 \frac{kg}{cm^2} = 69.59 MPa$$

El rango límite es:

$$f_{límite} = 1692.73 - 0.33f_{min} = 1692.73 - 0.33 * 979.14 = 1369.61 \frac{kg}{cm^2} \quad (5.12)$$

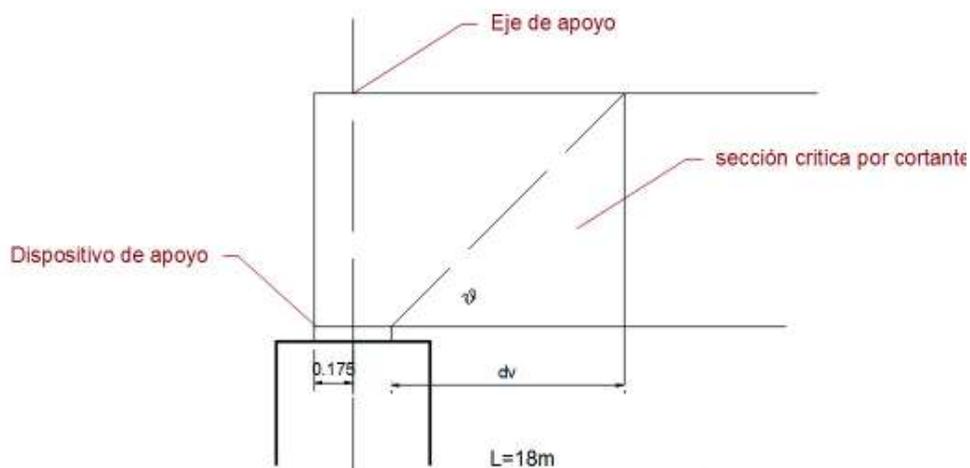
$$f_{límite} > f_f$$

$$1369.61 \frac{kg}{cm^2} > 709.57 \frac{kg}{cm^2} \quad Ok$$

5.2.2.8.10 Diseño por Corte (Viga Interior)

Cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo.

FIGURA 5.76 Diseño por corte viga interior



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.2.8.11 Peralte Efectivo por Corte

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 113 - \frac{7.72}{2} = 109.14 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de:

$$0.9 * d_e = 0.9 * 113 = 101.70 \text{ cm ok}$$

$$0.72 * h = 0.72 * 130 = 93.6 \text{ cm ok}$$

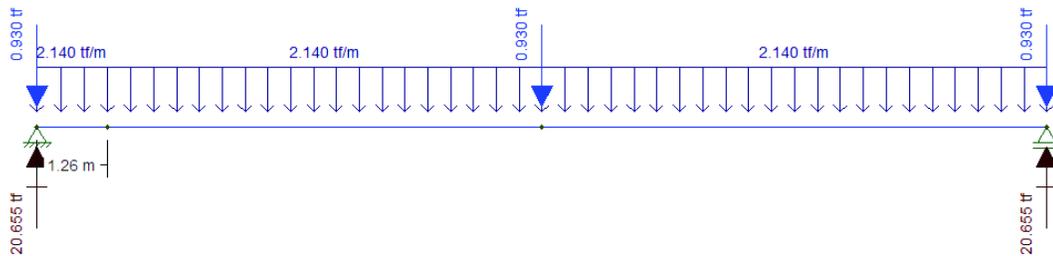
La sección crítica por corte se ubica desde el apoyo:

$$0.175 + 1.09 = 1.26 \text{ m}$$

- **Carga Muerta (DC)**

$$W_{DC} = 2.14 \frac{T}{m} = 20.99 \frac{kN}{m} \text{ y } P_{\text{diafragma}} = 0.93 T = 9.12 \text{ kN}$$

FIGURA 5.77 Reacciones en viga debido a carga muerta



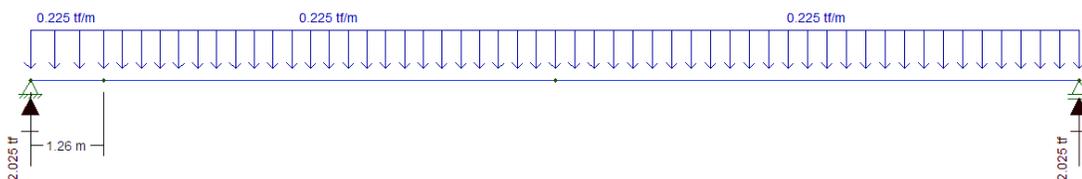
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$V_{DC} = (20.65 T - 0.93T) - 1.26m \left(2.14 \frac{T}{m} \right) = 17.02 T = 166.97 \text{ kN}$$

- **Superficie de Rodadura (DW)**

$$W_{asf} = 0.225 \frac{T}{m} = 2.20 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 5.78 Reacciones en viga debido a carga por superficie de rodadura



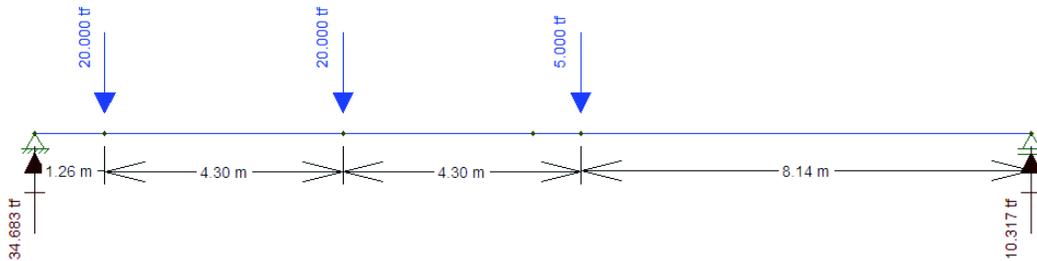
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$V_{DW} = 2.02 T - \left(1.26 m * 0.225 \frac{T}{m} \right) = 1.74 T = 17.07 kN$$

CARGA VIVA:

- **Camión de diseño**

FIGURA 5.79 Reacciones en viga debido a carga de camión

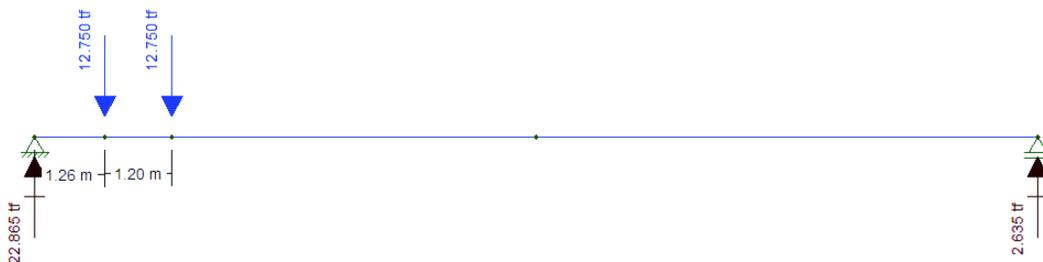


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V = 34.68 T = 340.21 kN$$

- **Tándem de diseño**

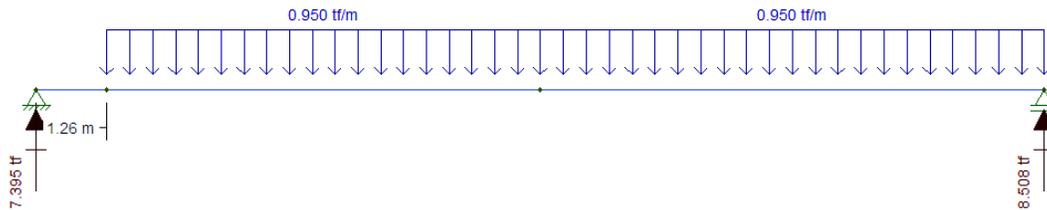
FIGURA 5.80 Reacciones en viga debido a Tándem



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V = 22.86 T = 224.26 kN$$

- **Carga de carril**

FIGURA 5.81 Reacciones en viga debido a carga de carril

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$V = 7.40 T = 72.59 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el Corte debido a carga viva es:

$$V_{LL+IM} = 34.68(1.33) + 7.40 = 53.52 T = 525.03 \text{ kN}$$

- **Distribución en viga interior**

Anexo 6 (Distribución de carga viva para cortante).

Caso de un solo carril cargado:

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g = 0.36 + \frac{2000}{7600} = 0.623$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g = 0.2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^2 = 0.72 \text{ (crítico)}$$

$$V_{LL+IM} = 0.72 * (53.52) = 38.53 T = 377.98 \text{ kN}$$

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 1[1.25 (17.02) + 1.5 (1.74) + 1.75 (38.53)]$$

$$V_u = 91.31 T = 895.75 \text{ kN}$$

5.2.2.8.12 Diseño de Estribos en la sección crítica

$$V_u = 91.31 \text{ T} = 895.75 \text{ kN}$$

Cortante resistente

$$V_r = \phi V_n \quad (5.31)$$

El V_n debe ser el menor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.32)$$

$$V_n = 0.25f'cb_vd_v + V_p \quad (5.33)$$

$$V_c = 0.00016\sqrt{f'cb_vd_v} = 0.16 * \sqrt{30} * 400 * 1091 = 382508.40 \text{ N} \quad (5.34)$$

$$V_c = 38.28 \text{ T} = 375.53 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero

Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (5.38)$$

Asumiendo un espaciamiento $s=20$ cm y estribos 2 ramas $\phi 14$ mm.

$$V_s = \frac{308 * 420 * 1091}{200} = 706240.92 \text{ N}$$

$$V_s = 70.87 \text{ T} = 695.23 \text{ kN}$$

- **Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$**

El menor valor de:

$$V_n = 38.28T + 70.87T + 0 = 109.15 \text{ T} = 1070.76 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25 * 30 * 400 * 1091.9 + 0 = 3275700 \text{ N} = 328.75 \text{ T} = 3225.04 \text{ kN}$$

$$V_n = 109.15 \text{ T} = 1070.76 \text{ kN}$$

5.2.2.8.13 Cortante Resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0.9(109.15T) = 98.24 T > 91.31 T \text{ ok}$$

5.2.2.8.14 Refuerzo transversal mínimo

$$A_v = 0.083\sqrt{f'_c} * \frac{b_v S}{f_y} \quad (5.40)$$

$$A_v = 0.083 * \sqrt{30} * \frac{400 * 200}{420} = 86.59 \text{ mm}^2 = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.87 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

5.2.2.8.15 Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.41)$$

No existe acero de preesfuerzo $v_p = 0$

$$v_u = \frac{91310 \text{ kg}}{0.9 * 40\text{cm} * 109.19\text{cm}} = 23.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2.28 \text{ MPa}$$

Si $v_u < 0.125f'_c$, entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60\text{cm}$$

Si $v_u \geq 0.125f'_c$, entonces:

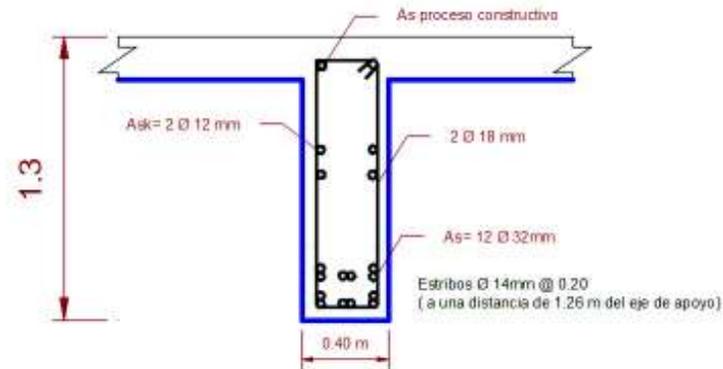
$$S_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30\text{cm}$$

$$v_u = 23.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.125 \left(300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 37.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3.68 \text{ MPa}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8 * d_v = 0.8 * 1091.9\text{mm} = 873.52 \text{ mm} = 87.35 \text{ cm}$$

$$S = 20\text{cm} < S_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm ok}$$

A una distancia de 1.26 m del apoyo usar estribos $\emptyset 14 \text{ mm @ } 0.20\text{m}$

FIGURA 5.82 Viga Principal Interior

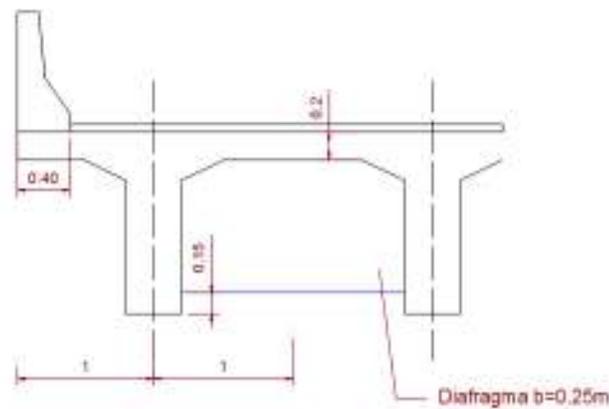
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.2.9 Diseño de Viga Principal Exterior

5.2.2.9.1 Momento de Flexión por cargas

Todos los momentos se calculan a una distancia de 0.72 m del centro de luz u 8.28 m del apoyo, estos momentos se calculan igual que en el ejercicio puente losa.

- **Carga Muerta (DC)**

FIGURA 5.83 Viga Principal Exterior

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- **Cargas Distribuidas**

Se usa la misma barrera del ejercicio puente losa.

$$W_{losa} = 0.98 \frac{T}{m} = 9.61 \frac{kN}{m}$$

$$W_{viga} = 1.08 \frac{T}{m} = 10.59 \frac{kN}{m}$$

$$W_{cartelas} = 0.08 \frac{T}{m} = 0.78 \frac{kN}{m}$$

$$W_{barrera} = 0.47 T = 4.61 kN$$

$$W_{DC} = 0.98 + 1.08 + 0.08 + 0.47 = 2.61 \frac{T}{m} = 25.60 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = 23.49(8.28) - 2.61 * \left(\frac{8.28^2}{2} \right) = 105.02 T.m = 1030.25 kN.m$$

- **Cargas Puntuales**

Si se coloca 3 diafragmas, de los cuales dos se encuentran en los apoyos y uno en la mitad se tiene:

$$P_{diafragma} = (1.30 - 0.15 - 0.20)(1 - 0.20)(0.25)(2.447) = 0.46 T = 4.51 kN$$

$$M_{DC2} = 0.69(8.28) - 0.46(8.28) = 1.90 T.m = 18.64 kN.m$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 105.02 + 1.90 = 106.92 T.m = 1048.89 kN.m$$

- **Carga por asfalto (DW)**

$$W_{asf} = 0.05 * 1.6 * 2.25 = 0.18 \frac{T}{m} = 1.77 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = 1.62(8.28) - 0.18 * \left(\frac{8.28^2}{2} \right) = 7.24 T.m = 71.02 kN.m$$

- **Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)**

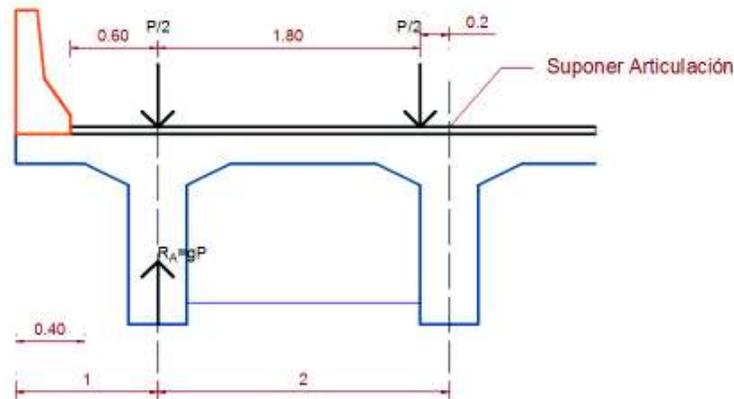
Para este caso se puede ir al Anexo 1 (Momentos y Reacciones máximas), donde según la luz se obtiene el momento generado por el camión de diseño.

$$M_{(LL+IM)} = 237.78 T.m = 2332.62 kN.m \text{ a } 0.72m \text{ del centro de luz}$$

El % de momentos g que se distribuye a una viga exterior es (Ver Anexo 5):

- **Un carril de diseño (regla de la palanca)**

FIGURA 5.84 Viga interior con carga de camión



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$R_A = \left(\frac{2}{2} + \frac{0.2}{2} \right) \left(\frac{P}{2} \right) = 0.55P$$

Por lo tanto, $g = 0.55$, este factor será usado en el diseño por fatiga ya que no está afectado por la presencia múltiple. Para los estados límite de Resistencia I y Servicio se incluirá el factor de presencia múltiple $m=1.2$.

$$g = 1.2 * 0.55 = 0.66$$

- **Dos carriles cargados**

Ver Anexo 5.

$$g = e * g_{interior}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

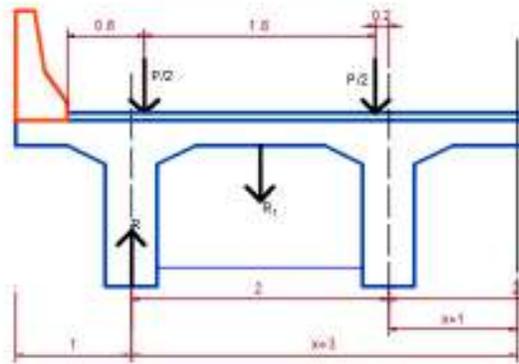
$$e = 0.77 + \frac{600}{2800} = 0.984$$

$$g = 0.60^8 * 0.984 = 0.59$$

- **Puente Viga y Losa con diafragmas rígidamente conectados**

Un carril cargado

⁸ Ver en el literal 5.2.2.8.3 (g crítico)

FIGURA 5.85 Distribución de cargas en un carril cargado

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$R = \frac{N_L}{N_B} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$$

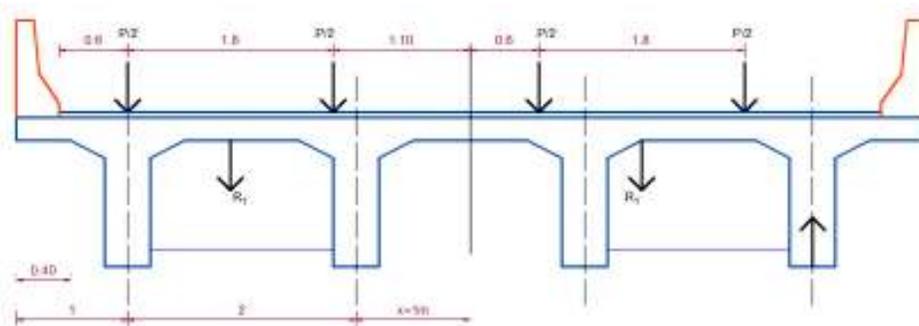
$$R = \frac{1}{4} + \frac{3 * 2}{2[3^2 + 1^2]} = 0.55$$

Si se usa un factor de presencia múltiple $m=1.2$.

$$g = R * m = 0.55 * 1.2 = 0.66$$

Dos carriles cargados

Se escoge un ancho de carril de 3.60m

FIGURA 5.86 Distribución de cargas en dos carriles cargados

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3(2 - 1.50)}{2[3^2 + 1^2]} = 0.57$$

Usando un factor de presencia múltiple $m=1$.

$$g = R * m = 0.57 * 1 = 0.57$$

El factor de distribución crítico es:

$$g = 0.66$$

Para el estado límite de Resistencia I se escoge el factor de distribución crítico.

$$M_{(LL+IM)} = 237.78 T.m * 0.66 = 156.94 T.m = 1539.58 kN.m$$

5.2.2.9.2 Momento de Diseño para estado límite de Resistencia I

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$

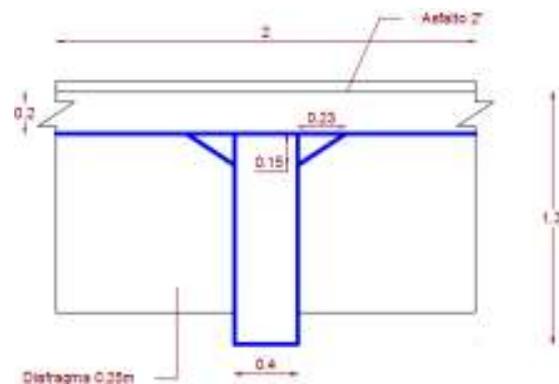
$$M_U = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_U = 1[1.25 (106.92) + 1.5 (7.24) + 1.75 (156.94)]$$

$$M_U = 419.15 T.m = 4111.86 kN.m$$

5.2.2.9.3 Cálculo del Acero principal como viga T

FIGURA 5.87 Viga principal Exterior



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$b_{eff} = b = 2 m$$

$$\text{Suponiendo } c = t = 0.20 m$$

$$a = 0.85c = 0.85 * 0.20 = 0.17 m$$

$$\text{si } d \approx 0.85h = 0.85(1.30) = 1.10 m$$

$$A_s = \frac{419.15 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(110 - \frac{17}{2}\right)} = 109.24 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{109.24}{200 * 110} = 0.005$$

$$c = 1.18 * \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} = \frac{1.18 * 0.005 * 4200 * 110}{0.85 * 300} = 10.68 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se diseñará como viga rectangular.

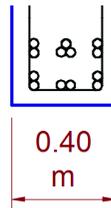
$$A_s = \frac{419.15 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(110 - \frac{a}{2}\right)} = 104.53 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 0.0824 A_s = 0.0824 * 104.53 = 8.61 \text{ cm}$$

Si se usa 13 \emptyset 32mm , $A_s = 104.52 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se usará 13 \emptyset 32mm, con la distribución que se muestra en la siguiente figura, estribos de \emptyset 12mm y un recubrimiento $r=5\text{cm}$.

FIGURA 5.88 Distribución de Aceros



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

Cálculo de z :

Siendo $A = 8.04 \text{ cm}^2$ se tiene:

$$13A(z) = 4A(9.4\text{cm}) + 7A(25.4\text{cm}) + 2A(7.8\text{cm}) \rightarrow z = 17.76 \text{ cm}$$

$$d = 130\text{cm} - 17.76\text{cm} = 112.24 \text{ cm} \approx 110 \text{ cm}$$

- **As mínimo**

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.1 M_{cr}$ y $1.33 M_u$.

- $1.1M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 1.2 * 34.81 * 563.33 * 10^3 = 235.31 T.m = 2308.39 kN.m$
- $1.33M_u$

$$1.33M_u = 1.33 * 419.15 = 557.47 T.m = 5468.78 kN.m$$

El menor valor entre los dos casos es $235.31 T.m$, la cantidad de acero calculado es $104.53 cm^2$ y resiste un $M_u = 419.15 T.m$

Por lo que $412.90 T.m > 223.55 T.m$ ok.

Por lo tanto, se usará $13 \varnothing 32mm$.

5.2.2.9.4 Armadura de contracción y temperatura

$$A_{s_{tem}} = \frac{750 * 400 * 1300}{2(400 + 1300) * 420} = 273.10 \frac{mm^2}{m} = 2.73 \frac{cm^2}{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} < 2.73 \frac{cm^2}{m} < 12.70 \frac{cm^2}{m} \text{ Ok}$$

El espacio es $S = 130cm - 24cm - 20cm = 86 cm$

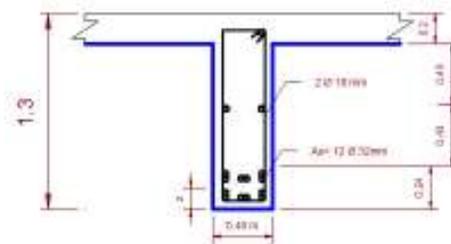
$$A_{s_{tem}} = 2.73 \frac{cm^2}{m} * 0.86 m = 2.34cm^2 \text{ por cara}$$

Si se usa varillas de $\varnothing 18mm$, $A_s = 2.54 cm^2$

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * t = 3 * 0.40 = 1.2 m$$

$$S = 0.43 m$$

FIGURA 5.89 Distribución de acero de temperatura y principal de la viga



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.2.9.5 Revisión de fisuración por distribución de armadura

- **Momento Actuante**

Usando la sección agrietada, para el diseño por estado límite de Servicio I, $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = 1[1.0(106.92) + 1.0(7.24) + 1.0(156.94)]$$

$$M_s = 271.10 \frac{T \cdot m}{m} = 2659.49 \frac{kN \cdot m}{m}$$

- **Ubicación del eje Neutro**

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \cdot 10^6}{290.709 \cdot 10^3} = 7.01 \approx 7$$

$$dc = 5 \text{ cm} + 1.2 \text{ cm} + \frac{3.2 \text{ cm}}{2} = 7.8 \text{ cm}$$

$$dl = 130 \text{ cm} - 7.8 \text{ cm} = 122.2 \text{ cm} > 1 \text{ m} \therefore \text{se necesita } A_{sk}$$

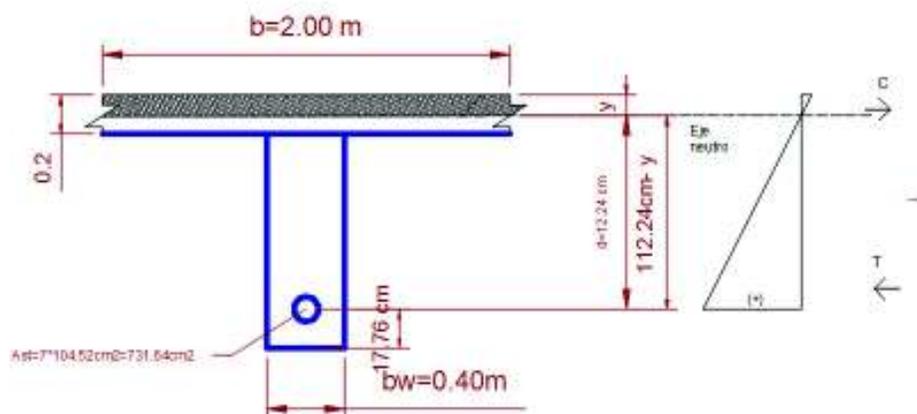
$$\frac{dl}{2} = \frac{122.22 \text{ cm}}{2} = 61.11 \text{ cm}$$

$$A_{sk} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Se usará 1 $\emptyset 12 \text{ mm}$ como acero de piel.

El cálculo del acero de piel es el mismo que se realizó en la viga interior.

FIGURA 5.90 Ubicación del Eje neutro



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$A_{st} = \text{Área de acero} * n$$

A_{st} Área de sección de acero transformada:

n relación modular

$$A_{st} = 7 * 104.52 = 731.64 \text{ cm}^2$$

$$200 y \left(\frac{y}{2}\right) = 731.64 (112.24 - y)$$

$$y = 25.23 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de acero principal bajo cargas de servicio**

$$j = d - \frac{y}{3} = 112.24 - \frac{25.23}{3} = 103.83 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j * A_s} = \frac{271.10 * 10^5}{103.83 * 104.52} = 2498.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

- **Separación máxima de la armadura**

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)} = 1 + \frac{7.8}{0.7(130 - 7.8)} = 1.09 \text{ cm}$$

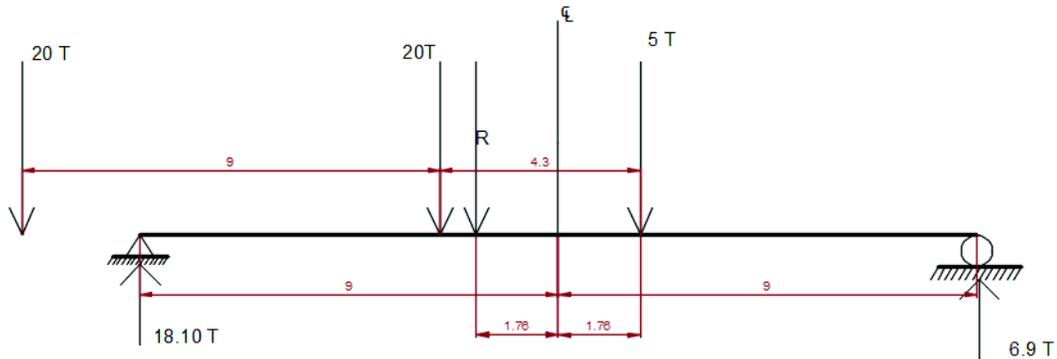
Como es acero de fondo, $\gamma_e = 1.00$ (Condición de exposición clase 1).

$$S_{max} = \frac{123000 (1)}{1.09 * 2498.08} - 2(7.8) = 29.57 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \text{ Ok}$$

5.2.2.9.6 Fatiga

- **Carga de Fatiga**

Para la carga de fatiga se considera un camión de diseño con una separación de 9m entre los ejes de 20 ton, ocupando una sola vía y sin aplicar un factor de presencia múltiple.

FIGURA 5.91 Carga de fatiga

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Para poder saber el momento que produce el camión que usa el MTOP se debe ir al Anexo 1 (Momento Fatiga) y observando la luz del puente se tiene:

$$M_{LL+IM} = 125.93 \text{ T.m} = 1235.37 \text{ kN.m}$$

Considerando la siguiente distribución para un solo carril y eliminando el factor de presencia múltiple 1.2:

$$g_{fat} = \frac{0.45^9}{1.2} = 0.38$$

$$M_{LL+IM} = (0.38) * (125.93) = 47.85 \text{ T.m} = 469.41 \text{ kN.m}$$

Diseño de Fatiga I, $n = n_D n_R n_I = 1$ (literal 4.2)

$$M_{fat} = n[1.5M_{(LL+IM)}]$$

$$M_{fat} = 1(1.5 * 47.85) = 71.78 \text{ T.m} = 704.16 \text{ kN.m}$$

- **Sección Fisurada**

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no factorizadas más la combinación de fatiga I, da como resultado una fuerza de tensión de tracción mayor que $0.25 \sqrt{f'_c}$ [MPa].

$$f_{tracc} = 0.25 * \sqrt{30} = 1.37 \text{ MPa} = 13.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.37 \text{ MPa}$$

⁹ Valor de g para un carril cargado.

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 106.92 + 7.24 + 71.78 = 185.94 T.m = 1824.07 kN.m$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S} = \frac{185.94 * 10^5}{563.33 * 10^3} = 33 \frac{kg}{cm^2} = 3.24 MPa$$

Entonces:

$$f_{fat} = 33 \frac{kg}{cm^2} > 13.97 \frac{kg}{cm^2}$$

Se debe usar sección agrietada.

5.2.2.9.7 Verificación de Esfuerzos

$$A_s = 13 * 8.04 = 104.52 cm^2$$

$$j = d - \frac{y}{3} = 112.24 - \frac{25.23}{3} = 103.83 cm$$

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga Viva**

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s * j} = \frac{71.78 * 10^5}{104.52 * 103.83} = 661.43 \frac{kg}{cm^2} = 64.86 MPa$$

- **Esfuerzo en el refuerzo debido a carga permanente**

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s * j} = \frac{(106.92 + 7.24) * 10^5}{104.52 * 103.83} = 1051.94 \frac{kg}{cm^2} = 103.16 MPa$$

- **Rango máximo de esfuerzo**

$$f_{min} = 0 + 1051.94 \frac{kg}{cm^2} = 1051.94 \frac{kg}{cm^2} = 103.16 MPa$$

$$f_{máx} = 661.43 \frac{kg}{cm^2} + 1051.94 \frac{kg}{cm^2} = 1713.37 \frac{kg}{cm^2} = 168.02 MPa$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$f_f = f_{máx} - f_{min} = 1713.37 \frac{kg}{cm^2} - 1051.94 \frac{kg}{cm^2} = 661.43 \frac{kg}{cm^2} = 64.86 MPa$$

El rango límite es:

$$f_{\lim} = 1692.73 - 0.33f_{\min} = 1692.73 - 0.33 * 1051.94 = 1345.59 \frac{kg}{cm^2} \quad (5.12)$$

$$f_{\limite} > f_f$$

$$1345.59 \frac{kg}{cm^2} > 661.43 \frac{kg}{cm^2} \quad Ok$$

5.2.2.9.8 Diseño por Corte

La sección crítica por corte se ubica desde el apoyo:

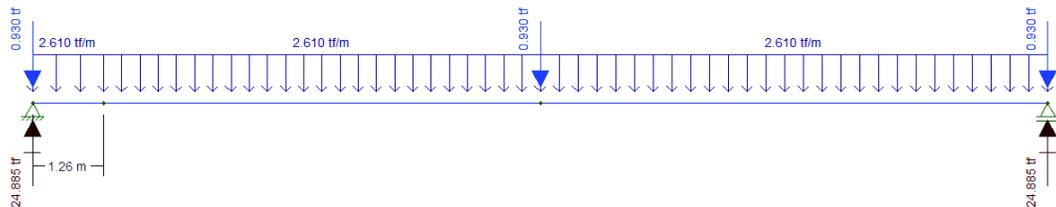
$$0.175 + 1.09 = 1.26 \text{ m}$$

- **Carga muerta**

$$W_{DC} = 0.98 + 1.08 + 0.08 + 0.47 = 2.61 \frac{T}{m} = 25.60 \frac{kN}{m}$$

$$W_{DC} = 2.61 \frac{T}{m} = 25.60 \frac{kN}{m} \text{ y } P_{diafragma} = 0.93 T = 9.12 \text{ kN}$$

FIGURA 5.92 Reacciones en viga debido a carga muerta



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

$$V_{DC} = (24.88 T - 0.93T) - 1.26m \left(2.61 \frac{T}{m} \right) = 20.66 T = 202.67 \text{ kN}$$

- **Superficie de Rodadura (DW)**

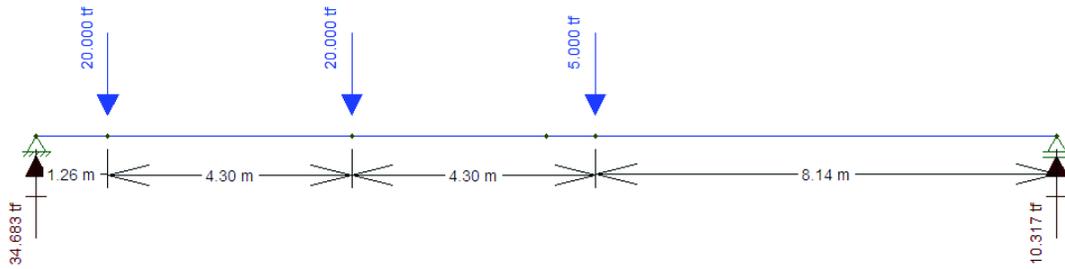
$$W_{asf} = 0.225 \frac{T}{m} = 2.21 \frac{kN}{m}$$

$$V_{DW} = 1.74 T = 17.07 \text{ kN}$$

Calculado de la misma manera que en la viga interior.

CARGA VIVA:

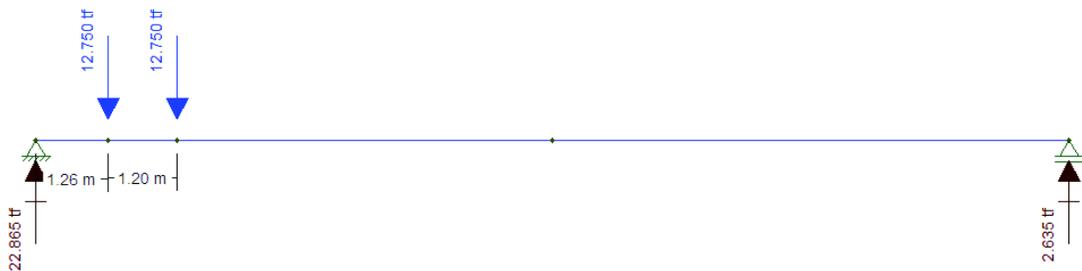
- **Camión de diseño**

FIGURA 5.93 Reacciones en viga debido a carga de camión

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V = 34.68 T = 340.21 \text{ kN}$$

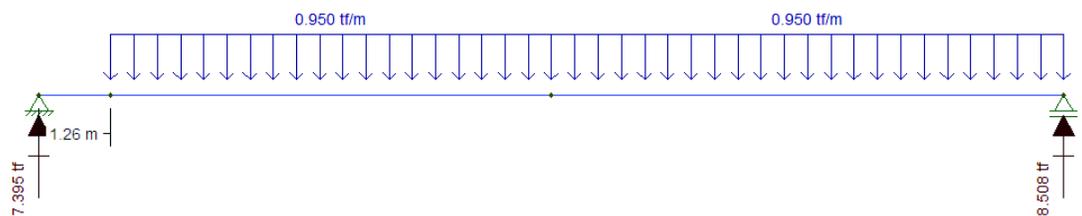
- **Tándem de diseño**

FIGURA 5.94 Reacciones en viga debido a Tándem

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V = 22.86 T = 224.26 \text{ kN}$$

- **Carga de carril**

FIGURA 5.95 Reacciones en viga debido a carga de carril

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V = 7.40 T = 72.59 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el Corte debido a carga viva es:

$$V_{LL+IM} = 34.68(1.33) + 7.40 = 53.52 T = 525.03 \text{ kN}$$

El % de cortante g que se distribuye a una viga exterior es (Ver Anexo 5):

$$R_A = \left(\frac{2}{2} + \frac{0.2}{2} \right) \left(\frac{P}{2} \right) = 0.55P$$

Por lo tanto, $g = 0.55$, este factor será usado en el diseño por fatiga ya que no está afectado por la presencia múltiple. Para los estados límite de Resistencia I y Servicio se incluirá el factor de presencia múltiple $m=1.2$.

$$g = 1.2 * 0.55 = 0.66$$

- **Dos carriles cargados**

Ver Anexo 5.

$$g_{in} = e_g \text{ interior}$$

$$g = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

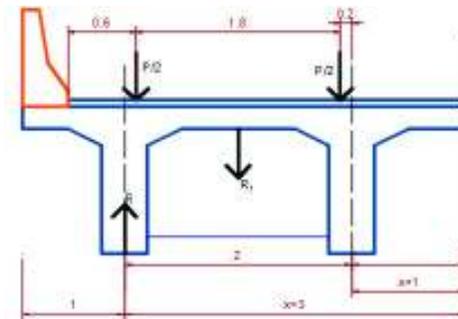
$$g = 0.77 + \frac{600}{2800} = 0.984$$

$$g_{in} = 0.60^{10} * 0.984 = 0.59$$

- **Puente Viga y Losa con diafragmas rígidamente conectados**

Un carril cargado

FIGURA 5.96 Distribución de cargas en un carril cargado



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

¹⁰ Ver en la literal 5.2.2.8.3 (g crítico)

$$R = \frac{N_L}{N_B} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$$

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3 * 2}{2[3^2 + 1^2]} = 0.55$$

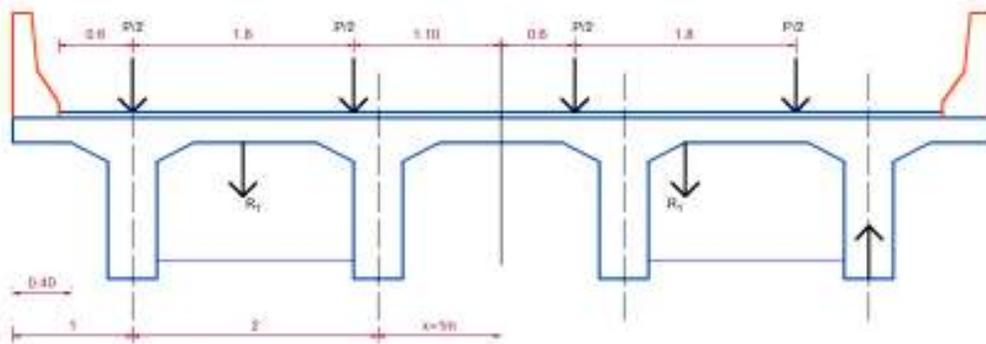
Si se usa un factor de presencia múltiple $m=1.2$.

$$g = R * m = 0.55 * 1.2 = 0.66$$

Dos carriles cargados

Se escoge un ancho de carril de 3.60m

FIGURA 5.97 Distribución de cargas en dos carriles cargados



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3(2 - 1.50)}{2[3^2 + 1^2]} = 0.57$$

Usando un factor de presencia múltiple $m=1$.

$$g = R * m = 0.57 * 1 = 0.57$$

El factor de distribución crítico es:

$$g = 0.66$$

Para el estado límite de Resistencia I se escoge el factor de distribución crítico.

$$V_{(LL+IM)} = 53.52 T * 0.66 = 35.32 T = 346.49 kN$$

5.2.2.9.9 Cortante de diseño para Estado Limite de Resistencia I

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$

$$V_U = 1[1.25 (20.66) + 1.5 (1.74) + 1.75 (35.32)]$$

$$V_U = 90.24 T = 885.25 kN$$

5.2.2.9.10 Diseño de Estribos en la sección crítica

$$V_u = 90.24 T = 885.25 kN$$

Cortante resistente

$$V_r = \phi V_n \quad (5.31)$$

$$V_c = 38.28 T = 375.53 kN$$

Cortante nominal resistente del acero

Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$

Asumiendo un espaciamiento $s=20$ cm y estribos 2 ramas $\phi 14$ mm.

$$V_s = 70.87 T = 695.23 kN$$

- **Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$**

El menor valor de:

$$V_n = 38.28T + 70.87T + 0 = 109.15 T = 1070.76 kN$$

$$V_n = 0.25 * 30 * 400 * 1091.9 + 0 = 3275700 N = 328.75 T = 3225.03 kN$$

$$V_n = 109.15 T = 1070.76 kN$$

5.2.2.9.11 Cortante Resistente total

$$V_r = 0.9(109.15 T) = 98.24 T > 90.24 T \text{ ok}$$

5.2.2.9.12 Refuerzo transversal mínimo

$$A_v = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.87 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

5.2.2.9.13 Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

No existe acero de preesfuerzo $v_p = 0$

$$v_u = \frac{90240kg}{0.9 * 40cm * 109.19cm} = 22.96 \frac{kg}{cm^2} = 2.25 MPa$$

Si $v_u < 0.125f'c$, entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60cm$$

Si $v_u \geq 0.125f'c$, entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30cm$$

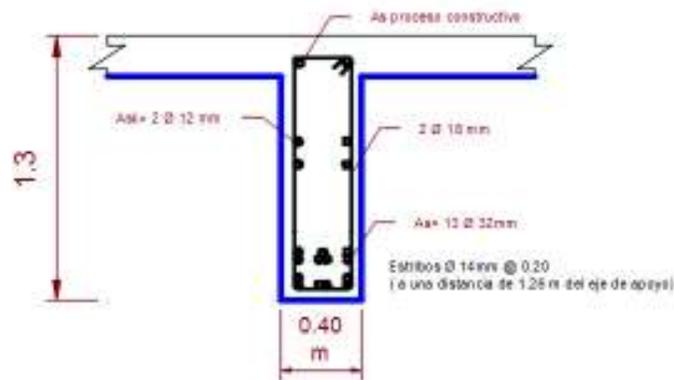
$$v_u = 22.96 \frac{kg}{cm^2} < 0.125 \left(300 \frac{kg}{cm^2} \right) = 37.5 \frac{kg}{cm^2} = 3.68 MPa$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8 * dv = 0.8 * 1091.9mm = 873.52 mm = 87.35 cm$$

$$S = 20cm < S_{m\acute{a}x} = 60 cm \text{ ok}$$

A una distancia de 1.26 m del apoyo usar estribos $\emptyset 14 mm @ 0.20m$.

FIGURA 5.98 Viga principal exterior



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.2.10 Diseño de Losa en voladizo

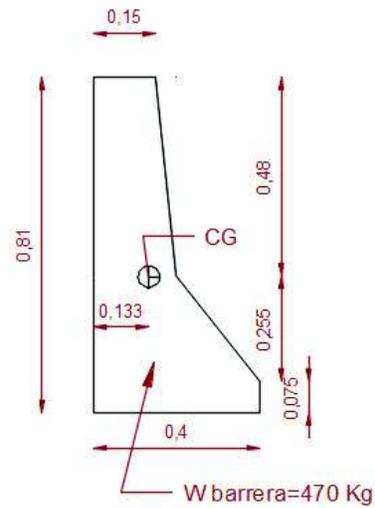
Los estados límite aplicados en esta sección serán:

Resistencia I:

$$U = n[1.25 Dc + 1.5 Dw + 1.75 (LL + IM)]$$

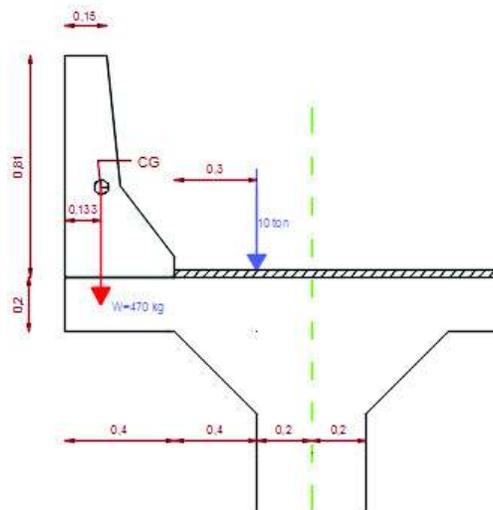
Evento Extremo II:

$$U = n[1.25 Dc + 1.50Dw + 0.5(LL + IM) + 1.00 CT]$$

FIGURA 5.99 Barrera a utilizarse

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Considerando el momento flector en la cara de la viga se tiene:

FIGURA 5.100 Distribución de cargas en volado

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.2.2.10.1 Momentos de flexión por cargas

Para una franja de 1m de ancho

- **Carga Muerta (DC)**

$$W_{losa} = 0.20 * 1 * 2.447 = 0.49 \frac{T}{m} = 4.80 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = \frac{0.49 * 0.80^2}{8} = 0.04 T.m = 0.39 kN.m$$

$$W_{cartela} = \frac{1}{2} * 0.23 * 0.15 * 2.447 = 0.04 T = 0.39 kN.m$$

$$M_{DC2} = 0.04 * \frac{0.23}{3} = 0.0030 T.m = 0.029 kN.m$$

$$W_{barrera} = 0.47 \frac{T}{m} = 4.80 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC3} = 0.47 * (0.80 - 0.13) = 0.31 T.m = 3.04 kN.m$$

$$M_{DC} = 0.04 + 0.0030 + 0.31 = 0.35 T.m = 3.43 kN.m$$

- **Superficie de Rodadura (DW)**

$$W_{asf} = 0.11 \frac{T}{m} = 1.08 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = \frac{0.11 * 0.40^2}{2} = 0.008 T.m = 0.07 kN.m$$

- **Carga viva (LL)**

Ver Tabla 5.13

$$E = 1140 + 0.833X$$

$$E = 1140 + 0.833(200) = 1306.6 mm = 1.30m$$

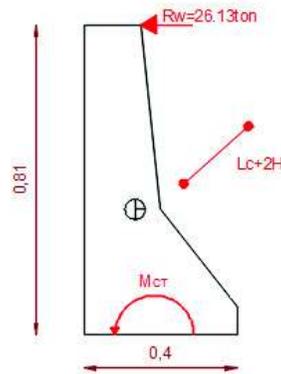
$$M_{(LL+IM)} = \frac{10 * 1.2 * 1.33}{1.30} * 0.1 = 1.23 T.m = 12.06 kN.m$$

- **Colisión vehicular (CT)**

Para este tipo de barreras se debe asumir:

$$R_w = 26.13 T \quad y \quad L_c = 2.2m$$

FIGURA 5.101 Cargas para colisión vehicular



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{CT} = \left(\frac{R_w}{L_c + 2H} \right) H$$

$$M_{CT} = \left(\frac{26.13}{3.82} \right) * 0.81 = 5.54 T.m = 54.34 kN.m$$

5.2.2.10.2 Cálculo del Acero

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_U = 1.25(0.35) + 1.5(0.008) + 1.75(1.23) = 2.61 T.m = 25.69 kN.m$$

Para Evento Extremo II se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_U = 1.25(0.35) + 1.5(0.008) + 1.00(5.54) = 6 T.m = 58.86 kN.m$$

Por lo tanto, el Estado Límite que rige es el Evento Extremo II.

Se propone usar $2\emptyset 14mm @ 0.20 m$

$$A_s(-) = 2 * \frac{1.54cm^2}{0.20cm} = 15.4 \frac{cm^2}{m}$$

Se usará un recubrimiento de 5 cm.

$$z = 5 + \frac{1.4}{2} = 5.7cm$$

$$d = 20 - 5.7 = 14.3 cm$$

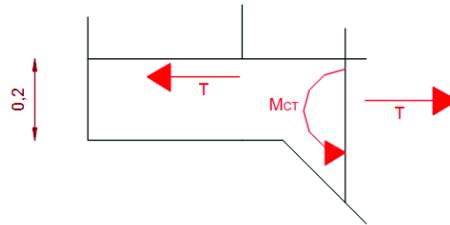
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{15.4 * 4200}{0.85 * 300 * 100} = 2.54cm$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1 * 15.4 * 4200 * \left(14.30 - \frac{2.54}{2} \right) = 8.42 T.m = 82.60 kN.m$$

ϕ En caso de evento extremo es igual a 1.

Este momento debe ser reducido por la fuerza de tensión axial ejercida por la colisión del volado.

FIGURA 5.102 Tensión de Colisión del Volado



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

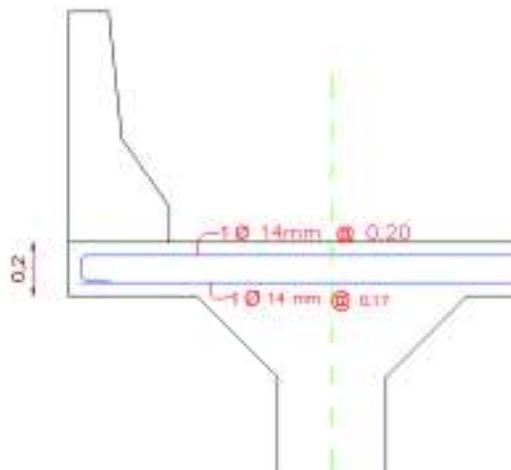
$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} = \frac{26.13}{2.22 + 2 * 0.81} = 6.80 \frac{T}{m} = 66.70 \frac{kN}{m}$$

Si se resuelve como un caso de momento a flexión y tensión combinados:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$$

$$M_u = \phi M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi P_n} \right)$$

FIGURA 5.103 Distribución de acero (+) y (-) en volado



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$A_{st} = A_s(-) + A_s(+) = 2 * \frac{1.54}{0.20} + \frac{1.54}{0.17} = 15.4 + 9.06 = 24.46 \text{ cm}^2$$

Se divide el área de la barra de acero para el espaciamiento y después se obtiene la cantidad de acero usada.

$$P_u = T = 6.80 \frac{T}{m} = 66.70 \frac{kN}{m}$$

$$\phi P_n = \phi A_{st} f_y = 1 * 24.46 * 4200 = 102.73 T = 1007.78 kN$$

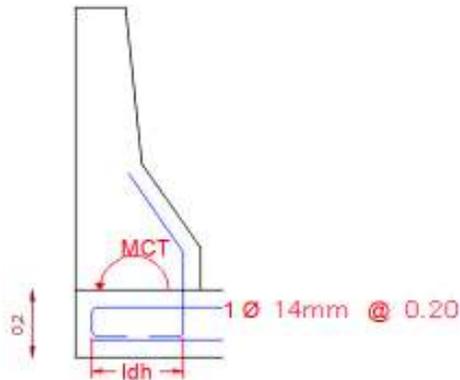
$$\phi M_n = 8.42 T.m = 82.60 kN.m$$

$$M_u = 8.42 * \left(1 - \frac{6.80}{102.73}\right) = 7.86 T.m > 6 T.m \text{ ok}$$

Por lo tanto, se debe usar lo dispuesto en la figura 103.

5.2.2.10.3 Longitud de Desarrollo

FIGURA 5.104 Longitud de Desarrollo del Volado



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

El refuerzo negativo debe resistir:

$$M_{CT} = \left(\frac{26.13}{3.82}\right) * 0.81 = 5.54 T.m = 54.34 kN.m$$

$$l_{dh} = l_{hb} * \text{factor de modificación}$$

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 * 14mm}{\sqrt{30}} = 255.60mm = 25.56cm$$

Considerando que:

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proveido}} \approx \frac{M_u \text{ requerido}}{M_u \text{ proveido}} = \frac{5.54 \text{ T.m}}{7.86 \text{ T.m}}$$

Y además que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es mayor que 64mm la longitud de anclaje es el mayor valor de:

$$l_{dh} = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 8d_b = 8 * 14 \text{ mm} = 112 \text{ mm} = 11.2 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 25.56 * 0.7 * \left(\frac{5.54}{7.86} \right) = 12.61 \text{ cm}$$

Entonces la longitud de desarrollo será:

$$l_{dh} = 15 \text{ cm}$$

Se dispone de $40 \text{ cm} - 2 * 5.70 \text{ cm} = 28.6 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ ok

5.70 cm es el valor que existe entre la cara de la barrera y los aceros

5.2.2.10.4 Longitud de las barras adicionales del volado

Recubrimiento=5cm.

$$\phi = 0.90$$

$$d = 20 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 15 \text{ cm} - \frac{1}{2} \text{ cm} = 14.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.79}{0.20} = 3.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.95 * 4200}{0.85 * 300 * 100} = 0.65 \text{ cm}$$

Donde $A_s = 1\phi 10 \text{ mm} @ 20$

La resistencia del momento negativo en la losa es:

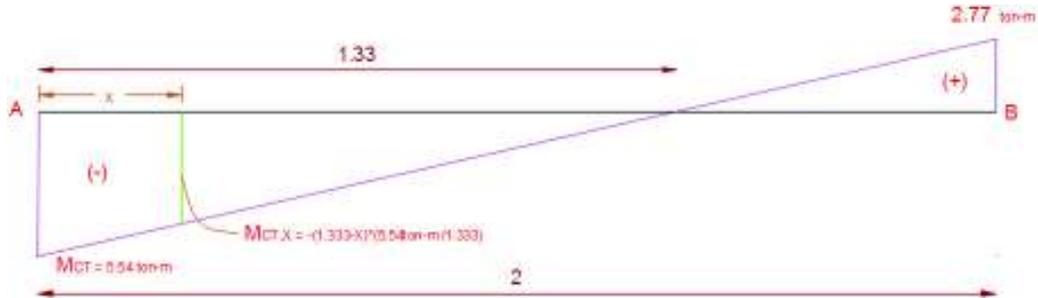
$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.90 * 3.95 * 4200 * \left(14.50 - \frac{0.79}{2} \right) = 2.10 \text{ T.m} = 20.6 \text{ kN.m}$$

Para el estado límite de Evento Extremo II el momento negativo con $\phi = 1$ se incrementa.

$$M_u = 2.10 * \frac{1}{0.90} = 2.34 T.m = 22.95 kN.m$$

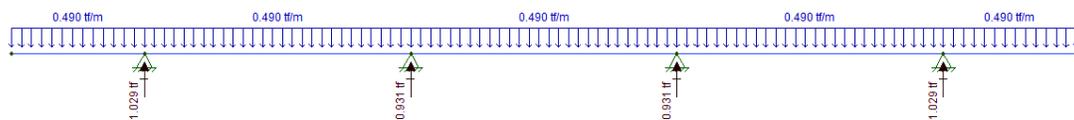
Asumiendo un factor de transporte de 0.5.

FIGURA 5.105 Diagrama de momento con factor de transporte



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.106 Carga de losa y reacciones en apoyos



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

FIGURA 5.107 Carga de barreras y reacciones en apoyos



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Momentos flectores de los primeros tramos de losa:

- **Carga Muerta (DC)**

Losa:

$$M_x = -0.49 * \frac{(1+x)^2}{2} + 1.029x$$

Barrera:

$$M_x = -0.47(0.87 + x) + 0.72x$$

- **Carga Superficie de Rodadura (DW)**

Es muy pequeña por lo tanto es despreciable.

- **Carga por colisión (CT)**

$$M_{CT} = -\frac{5.54}{1.33}(1.33 - x)$$

La distancia x se encuentra igualando $M_u = 2.34 T.m$, con el momento correspondiente al Evento Extremo II.

$$-2.34 = 1[1.25M_{DC,x} + 1M_{CT,x}]$$

$$-2.34 = 1.25 \left[-0.49 * \frac{(1+x)^2}{2} + 1.029x - 0.47(0.87 + x) + 0.72x \right] + 1 \left[-\frac{5.54}{1.33}(1.33 - x) \right]$$

Resolviendo, $x = 0.82m$, además se agregará el mayor valor de:

$$15d_b = 15(1) = 15cm$$

$$d = 14.5cm$$

$$\frac{S'}{20} = \frac{160}{20} = 8cm$$

Se tiene un total de $82cm + 15cm = 97 cm$

La longitud de desarrollo básica en tensión es:

$$l_{db} = \frac{0.02 A_b * f_y}{\sqrt{f'_c}} > 0.06d_b f_y$$

Donde:

$$A_b = 0.79 cm^2$$

$$f_y = 420 MPa$$

$$f'_c = 30 MPa$$

$$d_b = 10mm = 1cm$$

$$l_{db} = \frac{0.02 * 79 * 420}{\sqrt{30}} = 121.16mm > 0.06(10)(420) = 252mm$$

La longitud de desarrollo será la mayor entre:

$$l_{dh} = l_{db} + \frac{bviga}{2}$$

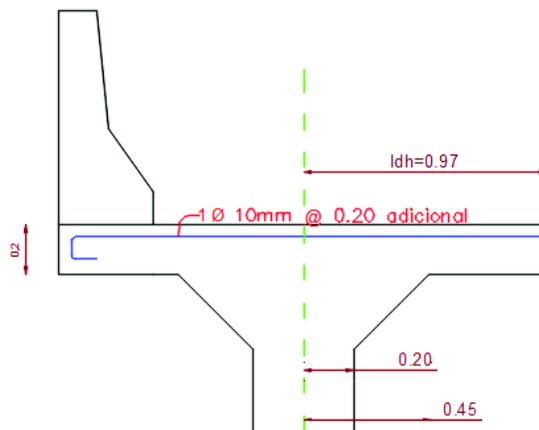
$$l_{dh} = 25.2cm + 20 cm = 45.2 cm$$

$$82cm + 15cm = 97 cm$$

Por lo tanto, se usará:

$$l_{dh} = 97 cm$$

FIGURA 5.108 Acero adicional negativo

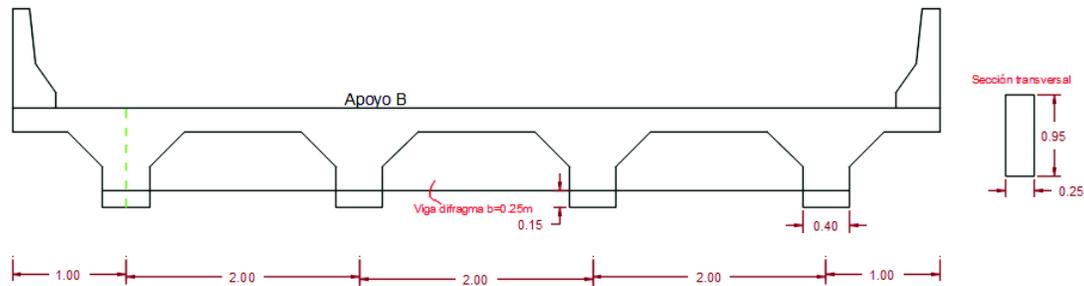


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.2.2.11 Diseño de Diafragmas

5.2.2.11.1 Cálculo de Acero principal negativo

Se realizará sobre la base del máximo momento negativo que ocurre en cualquiera de los apoyos internos (se optará por el apoyo B).

FIGURA 5.109 Sección Transversal de Diafragmas

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Momento de flexión en B por cargas**

Carga Muerta (DC)

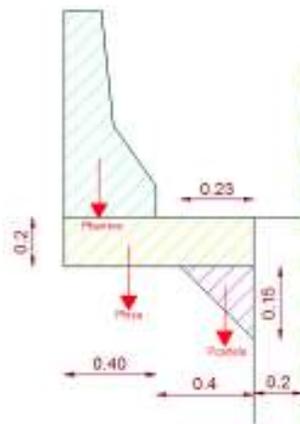
Cargas en el eje A debido al volado:

$$w_{barrera} = 0.47 \frac{T}{m} * 0.25m = 0.12 T = 1.18 \text{ kN}$$

$$w_{losa} = 0.20m * 0.80m * 0.25m * 2.447 \frac{T}{m^3} = 0.1 T = 0.98 \text{ kN}$$

$$w_{cartela} = 0.25m * 0.13m * 0.5m * 0.25m * 2.447 \frac{T}{m^3} = 0.01 T = 0.098 \text{ kN}$$

$$w_{total} = 0.12T + 0.1T + 0.01T = 0.23 T = 2.25 \text{ kN}$$

Momentos en el eje debido al volado:**FIGURA 5.110** Posición de cargas para momentos en volado

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{barrera} = 0.12(1 - 0.13) = 0.10 T.m = 0.98 kN.m$$

$$M_{losa} = 0.1(1 - 0.40) = 0.06 T.m = 0.59 kN.m$$

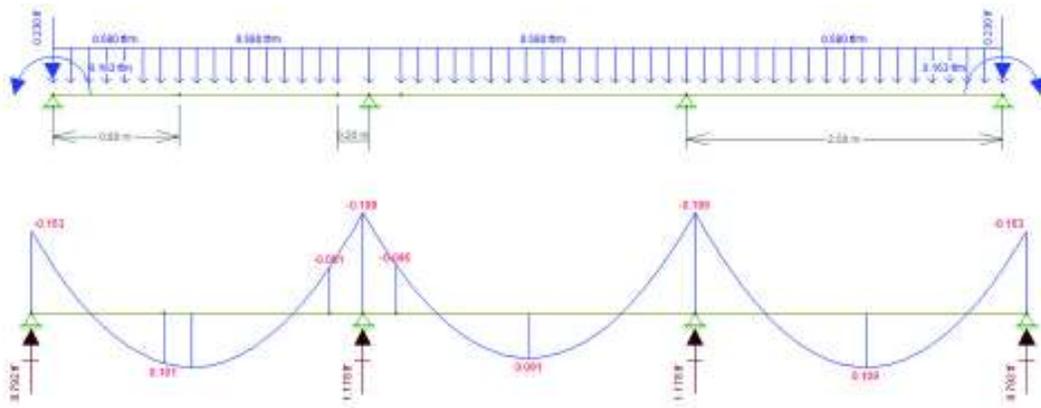
$$M_{cartela} = 0.01 \left(\frac{0.23}{3} + 0.2 \right) = 0.003 T.m = 0.029 kN.m$$

$$M_{total} = 0.163 T.m = 1.60 kN.m$$

Carga distribuida por el peso propio del diafragma

$$W_{diaf} = 0.25 * 0.95 * 2.447 = 0.58 \frac{T}{m} = 5.68 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 5.111 Reacciones y momentos debido a cargas en el diafragma



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se desprecia por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Tomando el momento a la derecha de B en el cálculo de la losa:

$$M_{(LL+IM)} = -2.27 * 1.2 * 1.33 = -3.62 T.m = -35.51 kN.m$$

Combinación crítica

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$, en la cara derecha de B

$$M_U = 1[1.25 (-0.095) + 1.75 (-3.62)] = -6.45 T.m = -63.22 kN.m$$

Cálculo de acero

Utilizando un acero 2 \emptyset 16 mm entonces $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$, este acero es colocado debajo del acero de losa $1 \emptyset 14 \text{ mm}$ y estribos de 12 mm. Se asume un recubrimiento de 5cm.

$$z = 5 \text{ cm} + 1.4 \text{ cm} + 1.2 \text{ cm} + \frac{1.6 \text{ cm}}{2} = 8.4 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm} - 8.4 \text{ cm} = 86.60 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{4.02 * 4200}{0.85 * 300 * 25} = 2.77 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 4200 * 4.02 * \left(86.6 - \frac{2.77}{2} \right)$$

$$M_u = 12.95 \text{ T.m} = 127.04 \text{ kN.m}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.1 M_{cr} y 1.33 M_u.

- $1.1 M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = \frac{25 * 95^2}{6} = 37604.17 \text{ cm}^3$$

$$1.1 M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 1.1 * 34.81 * 37604.17 = 14.40 \text{ T.m} = 141.26 \text{ kN.m}$$

- $1.33 M_u$

$$1.33 M_u = 1.33 * 6.45 = 8.58 \text{ T.m} = 84.17 \text{ kN.m}$$

El menor valor entre los dos casos es 8.58 T.m, la cantidad de acero calculado es 4.02 cm^2 y resiste un $M_u = 12.95 \text{ T.m}$

Por lo que $12.95 \text{ T.m} > 8.58 \text{ T.m}$ ok.

Por lo tanto, se usará 2 \emptyset 16mm.

5.2.2.11.2 Cálculo de Acero principal positivo

- **Momento de flexión positivo por cargas**

Carga muerta (DC)

De la figura 5.111 a 0.8m del apoyo se produce el momento máximo.

$$M_{DC} = 0.10 T.m = 0.98 kN.m$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se desprecia por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Tomando el momento a la derecha de B en el cálculo de la losa (literal 5.2.2.4.2).

$$M_{(LL+IM)} = 4.16 * 1.33 = 5.53 T.m = 54.25 kN.m$$

Combinación crítica

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$, en la cara derecha de B

$$M_U = 1[1.25 (0.1) + 1.75 (5.53)] = 9.80 T.m = 96.14 kN.m$$

Cálculo de acero

Para el acero negativo se usará $2 \varnothing 16mm$, este dio como resultado un momento $M_u = 12.95 T.m$, el cual satisface el valor de $M_u = 9.80 T.m$.

Por lo tanto, se usará $2 \varnothing 16mm$ para acero positivo.

5.2.2.11.3 Armadura de contracción y temperatura

$$A_{stem} = \frac{750 * 250 * 950}{2(250 + 950) * 420} = 176.71 \frac{mm^2}{m} = 1.76 \frac{cm^2}{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} > 1.76 \frac{cm^2}{m} < 12.70 \frac{cm^2}{m} \quad NO$$

$$A_{stem} = 2.33 \frac{cm^2}{m}$$

El espacio es $S = 95cm - 20cm = 75 cm$

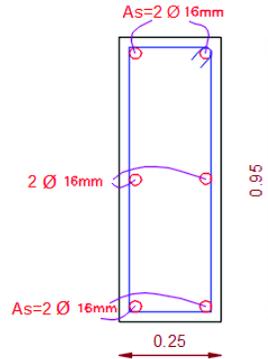
$$A_{stem} = 2.33 \frac{cm^2}{m} * 0.75 m = 1.75 cm^2 \text{ por cara}$$

Si se usa varillas de $\varnothing 16mm$, $A_s = 2.01 cm^2$

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * t = 3 * 0.25 = 0.75 m$$

$$S = 0.45 \text{ m}$$

FIGURA 5.112 Cantidad de Acero en Diafragma



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.2.2.11.4 Diseño por Corte

- **Sección Crítica por Corte**

La sección crítica por corte se ubica a una distancia d_v de la cara interna en el apoyo B, esta distancia se la conoce como peralte efectivo por corte del elemento.

Peralte efectivo:

$$V = 45^\circ$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 86.60 \text{ cm} - \frac{2.77 \text{ cm}}{2} = 85.22 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor valor entre:

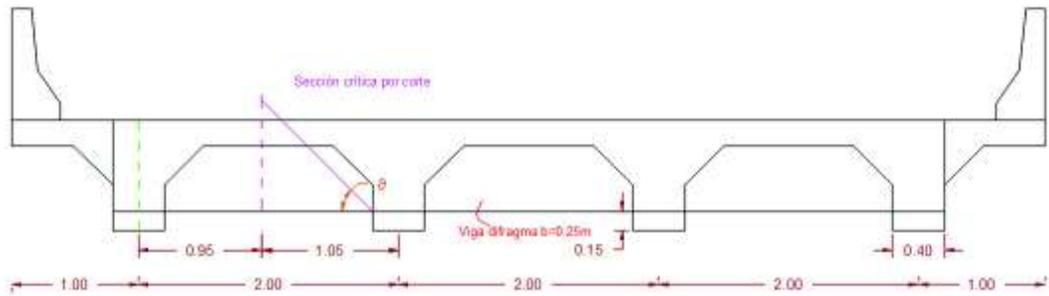
$$0.90d_e = 0.90(86.60 \text{ cm}) = 77.94 \text{ cm ok}$$

$$0.72h = 0.72 * (95 \text{ cm}) = 68.4 \text{ cm ok}$$

La sección crítica se ubica a una distancia del eje del apoyo:

$$85.22 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 105.22 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

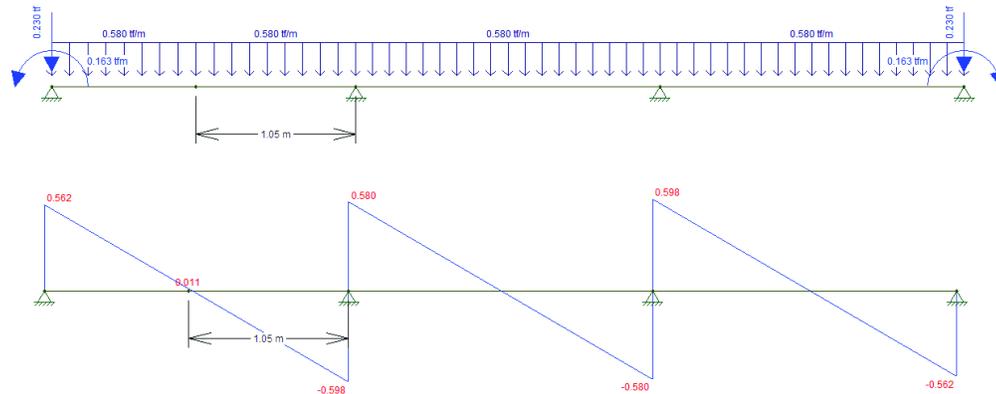
FIGURA 5.113 Sección Crítica por corte



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Carga muerta (DC)

FIGURA 5.114 Cortantes debido a cargas y momentos en el diafragma



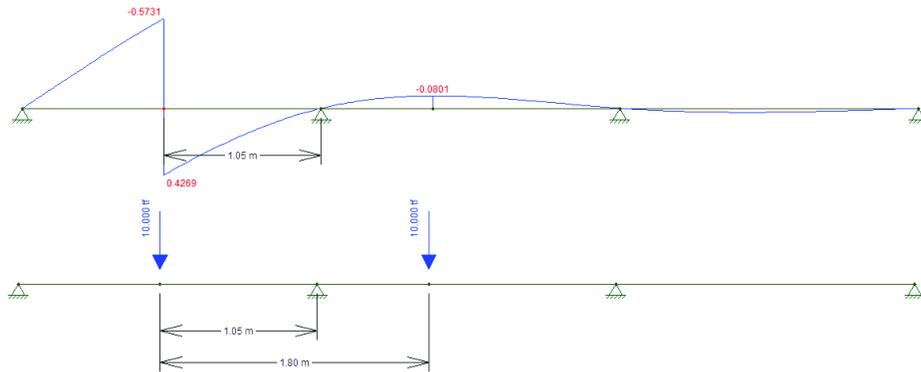
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V_{DC} = 0.011 T = 0.10 \text{ kN}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se desprecia por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

FIGURA 5.115 Línea de influencia por Corte en la sección crítica

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$V_{LL} = 10 * (-0.5731) + 10(-0.08) = -6.53 T = -64.06 kN$$

Con el factor de amplificación dinámica 33% y presencia múltiple de 1.2.

$$V_{(LL+IM)} = -6.53 T * 1.2 * 1.33 = -10.42 T = -102.22 kN$$

Para resistencia I se toma: $n = n_D n_R n_I = 1$, en la cara derecha de B

$$V_U = n[1.25 V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_U = 1[1.25 (0.011) + 1.75 (-10.42)] = -10.22 T \cdot m = -100.26 kN$$

Diseño de Estribos en la sección crítica

$$V_U = 10.22 T = 100.26 kN$$

$$V_r = \phi V_n \quad \phi = 0.9$$

$$V_c = 0.16\sqrt{f'c}b_v d_v = 0.16 * \sqrt{30} * 852.2 * 250 = 186707.66 N \quad (5.34)$$

$$V_c = 19.04 T = 186.78 kN$$

Cortante nominal resistente del acero

Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (5.38)$$

Asumiendo un espaciamiento $s=40$ cm y estribos 2 ramas $\phi 12$ mm.

$$V_s = \frac{226mm^2 * 420MPa * 852.2mm}{400mm} = 202287.06 N$$

$$V_s = 20.62 T = 202.28 \text{ kN}$$

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$

El menor valor de:

$$V_n = 19.04T + 20.62T + 0 \approx 40 T = 392.40 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25 * 30 * 250 * 852.2 + 0 = 1597875 \text{ N} = 16.29 T = 159.80 \text{ kN}$$

$$V_n = 16.29 T = 159.80 \text{ kN}$$

Cortante Resistente total

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_r = 0.9(16.29 T) = 14.66 T > 10.22 T \text{ ok}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v = 0.083 \sqrt{f'c} * \frac{b_v S}{f_y} \quad (5.40)$$

$$A_v = 0.083 * \sqrt{30} * \frac{250 * 400}{420} = 108.24 \text{ mm}^2 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.08 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.41)$$

No existe acero $V_p=0$.

$$v_u = \frac{10220 \text{ kg}}{0.9 * 25 \text{ cm} * 85.22 \text{ cm}} = 5.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.52 \text{ MPa}$$

Si $v_u < 0.125 f'c$, entonces:

$$S_{\text{máx}} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm}$$

Si $v_u \geq 0.125 f'c$, entonces:

$$S_{\text{máx}} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm}$$

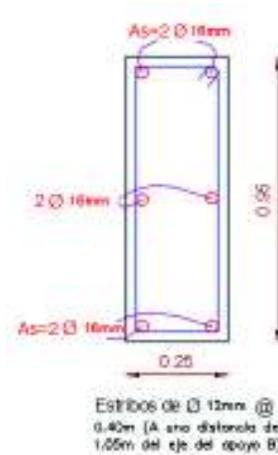
$$v_u = 5.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.125 \left(300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 37.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3.68 \text{ MPa}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8 * dv = 0.8 * 852.2 \text{ mm} = 681.76 \text{ mm} = 68.18 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$S = 40 \text{ cm} < S_{m\acute{a}x} = 68.18 \text{ cm} \text{ ok}$$

A una distancia de 1.05 m del apoyo usar estribos $\emptyset 12 \text{ mm} @ 0.40 \text{ m}$.

FIGURA 5.116 Diafragma con acero de refuerzo y estribos



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

5.3 PUENTES LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

“Con la aparición del hormigón pretensado se ha podido construir puentes de mayor luz, la armadura en este tipo de puentes es activa, es decir, que se tensa previamente a la aplicación de las cargas, comprimiendo el hormigón de tal modo que las tracciones sean reducidas al mínimo o en el mejor caso no se tenga este tipo de fuerza.

La armadura se tensa antes del hormigonado de la pieza, con esto se evita la fisuración que se produce en el hormigón armado, es por esto que se pueden usar aceros de mayor resistencia que no se admiten en el hormigón armado debido a la fisuración excesiva que se produce”. (IECA, 2013)

5.3.1 DISEÑO

5.3.1.1 Condiciones anteriores a la puesta en servicio

La responsabilidad sobre las condiciones de transporte y montaje de las vigas preesforzadas recaen sobre el contratista. (AASHTO, 2014)

5.3.1.2 Dimensiones máximas

Las dimensiones y peso de las secciones de los elementos transportados dependen de las limitaciones locales sobre cargas en la carretera.

Las dimensiones de la viga son las siguientes:

TABLA 5.18- Dimensiones mínimas de una viga pretensada

Elemento	Espesor (cm)
Aleta superior	5
Alma	16.5
Aleta inferior	12.5

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.3.1.3 Criterios para relaciones de luz a profundidad

A menos que un propietario decida tomar control sobre las relaciones de luz a profundidad, se puede usar la siguiente tabla para determinar las dimensiones de la estructura:

TABLA 5.19- Profundidades mínimas para subestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Preesforzado	Losas	$0.030L > 165mm$	$0.027L > 165mm$
	Vigas cajón vaciadas in situ	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras para peatones	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.033L	0.025L

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

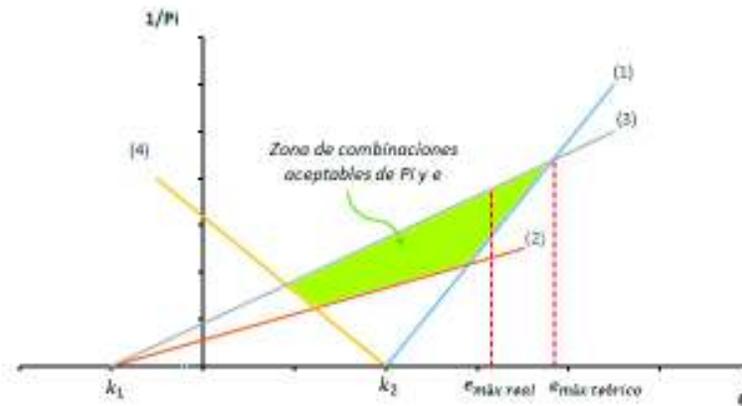
Donde:

L Longitud de la luz (m)

5.3.1.4 Diagrama de Magnel

Son inecuaciones expresadas de forma gráfica que sirven para determinar la ubicación del ducto de cables.

FIGURA 5.117 Diagramas de Magnel



FUENTE: (Rodríguez Serquén, 2016)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

En el que:

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_o + f_{ti}S_1} \quad (1) \quad , \quad \frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_1}{M_o - f_{ci}S_2} \quad (2)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e + k_1)}{M_t - f_{ts}S_2} \quad (3) \quad , \quad \frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e - k_2)}{M_t + f_{cs}S_1} \quad (4)$$

$$k_1 = -\frac{S_2}{A} = -\frac{r^2}{c_2} \quad y \quad k_2 = -\frac{S_1}{A} = -\frac{r^2}{c_1}$$

Donde:

P_i Fuerza pretensora inicial

A Área de la viga

e Excentricidad del cable resultante

S_1 Módulo de sección referido a la fibra superior

S_2 Módulo de sección referido a la fibra inferior

k_1 y k_2 Distancia del núcleo

r Radio de giro de la sección

c_1 y c_2 Distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra superior

5.3.1.5 Refuerzo mínimo

La cantidad de acero de refuerzo a tracción debe ser la mínima para desarrollar una resistencia factorizada a flexión, M_r , como se especifica en el literal 5.1.2.5.3

5.3.1.6 Control de agrietamiento

Las especificaciones para controlar el agrietamiento se aplican a todos los elementos de concreto, este proceso se realiza siguiendo lo descrito en el literal 5.1.2.6.3

5.3.1.7 Acero de preesfuerzo

5.3.1.7.1 Resistencia de tracción y fluencia

La resistencia de tracción, f_{pu} , y de fluencia, f_{py} , deben tomarse como lo especificado en la siguiente tabla:

TABLA 5.20- Propiedades de tendones y barras de preesfuerzo

Material	Grado o tipo	Diámetro [mm]	f_{pu} [MPa]	f_{py} [MPa]
Cable	1725 Mpa (Grado 250)	6.35 a 15.24	1726	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cable de baja relajación
	1860 Mpa (Grado 270)	9.53 a 15.24	1860	
Barra	Tipo 1, Lisa	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Corrugada	16 a 35	1035	85% de f_{pu}

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.3.1.7.2 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, E_p , es igual a:

- Cables: 197 GPa
- Barras: 207 GPa

5.3.1.8 Límites de esfuerzo para los tendones de preesfuerzo

El límite de preesfuerzo en los tendones no debe ser mayor a uno de los siguientes valores:

- Los valores recomendados por el fabricante de los elementos
- Los valores especificados en la siguiente tabla:

TABLA 5.21-Límites de esfuerzo para los tendones de preesfuerzo

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de esfuerzo y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia corrugadas
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	-
En estado límite después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.3.1.9 Límites de esfuerzo para los esfuerzos en el hormigón

5.3.1.9.1 Esfuerzos temporales antes de las pérdidas

- Esfuerzos de compresión

El límite de esfuerzos de compresión antes de las pérdidas será de $0.60f'ci$ en MPa. (AASHTO, 2014)

Donde:

$f'ci$ resistencia a compresión del concreto en el momento del pretensado. Puede tomarse como $0.80f'c$. (MPa)

- Esfuerzos de tracción

Para los esfuerzos de tracción, se debe seguir los límites especificados en la siguiente tabla: (Anexo 8). (AASHTO, 2014)

5.3.1.10 Esfuerzos temporales después de las pérdidas

5.3.1.10.1 Esfuerzos de compresión

Debe aplicarse los límites de la tabla siguiente:

TABLA 5.22- Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto preesforzado después de las pérdidas

Ubicación	Esfuerzo límite
Excepto en puentes construidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesfuerzo, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes	$0.45f'_c$ [MPa]
En puentes construidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesforzado, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes y las cargas permanentes	$0.45f'_c$ [MPa]
Esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo preesforzado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manejo	$0.60\phi_w f'_c$ [MPa]

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- **Relación de esbeltez de las paredes**

Para un pared hueca la relación de esbeltez, λ_w , es:

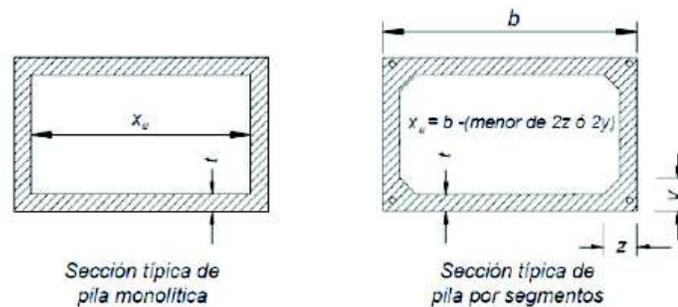
$$\lambda_w = \frac{X_u}{t} \quad (5.45)$$

Donde:

X_u Longitud libre de la parte de espesor constante (mm)

t Espesor (mm)

FIGURA 5.118- Definición del parámetro X_u



FUENTE: (AASHTO, 2014)

- **Factor de reducción**

Método Refinado

Cuando $\lambda_w > 15$, el factor de reducción es el menor entre la deformación unitaria de la aleta más ancha y 0.003.

Método Aproximado

Si $\lambda_w \leq 15$, entonces $\phi_w = 1$

Si $15 < \lambda_w \leq 25$, entonces $\phi_w = 1 - 0.025(\lambda_w - 15)$

Si $25 < \lambda_w \leq 35$, entonces $\phi_w = 0.75$

5.3.1.10.2 Esfuerzos de tracción

Se debe aplicar los límites descritos en la siguiente tabla: (Anexo 9). (AASHTO, 2014)

5.3.1.11 Tablero de hormigón armado

El tablero de hormigón armado se diseña de forma convencional, siguiendo todos los pasos especificados en el literal 5.2.1.4.

5.3.1.12 Estado límite de resistencia

5.3.1.12.1 Flexión

“Para secciones rectangulares o con aletas que soportan flexión para las cuales $f_{pe} \geq 0.5f_{pu}$, el esfuerzo promedio puede tomarse como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.46)$$

$$f_{pe} = \frac{P}{A} \quad (5.47)$$

Para secciones T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85\beta'_c (b - b_w) h_f}{0.85f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.48)$$

Para secciones rectangulares:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.49)$$

Donde:

c Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro de la sección (mm)

f_{py} Resistencia a la fluencia del acero (MPa)

- f_{pu} Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado
- A_{ps} Área del acero de pretensado
- A_s Área de la armadura de tracción de acero no pretensado
- f_{pe} Esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo después de las pérdidas (MPa)
- f_s Esfuerzo del refuerzo de tensión no preesforzado en la resistencia nominal a la flexión
- d_p Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado” (AASHTO, 2014).

TABLA 5.23 Valores de k para cables de acero

Valores de k		
Tipo de cable	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cable de baja relajación	0.9	0.28
Cable aliviado de tensiones y barras de alta resistencia Tipo I	0.85	0.38
Barras de alta resistencia Tipo II	0.8	0.48

FUENTE: (AASHTO, 2014)

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

La resistencia a la flexión se debe tomar como:

$$M_n > M_u \quad (5.50)$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (5.51)$$

Cuando no existe acero no preesforzado se utiliza la ecuación 5.51.

5.3.1.13 Factor de resistencia

Para construcción convencional el factor de resistencia, ϕ , debe tomarse como:

- Para secciones de concreto pretensado controladas por tracción..... 1.0

5.3.1.14 Verificación de detalles

5.3.1.14.1 Espaciamiento del refuerzo

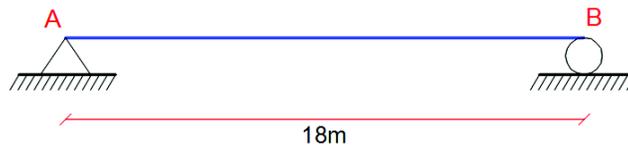
La distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor a:

- El diámetro nominal de las barras
- 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso
- 2.5 cm

5.3.2 EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA DE HORMIGÓN PRETENSADO

Diseñar un puente apoyado de 18 m de longitud, de dos vías apoyado sobre vigas de hormigón pretensado. Utilizar concreto de $f'_c = 32 \text{ MPa}$, $f'_{ci} = 28 \text{ MPa}$, Torones (Cables) PC Strand de $\varnothing 12.70 \text{ mm}$ (0.987 cm^2), grado 270 $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ y $R=85\%$.

FIGURA 5.119 Puente apoyado 18 m de largo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

5.3.2.1 Diseño de Losa

La losa para este ejemplo es la misma que se diseñó en el ejercicio de puente sobre vigas de hormigón armado. (literal 5.2.2.1)

5.3.2.2 Diseño de Viga Pretensada

5.3.2.2.1 Predimensionamiento

$$h = 0.045(18000\text{mm}) = 810 \text{ mm} = 81 \text{ cm}$$

Altura incluida tablero por lo tanto se opta por una altura:

$$h = 0.90 \text{ m}$$

Con la altura de 0.90m el parámetro S2 no cumple, por ende, se recalculó hasta que S2 cumpliera, es por esto que se opta por.

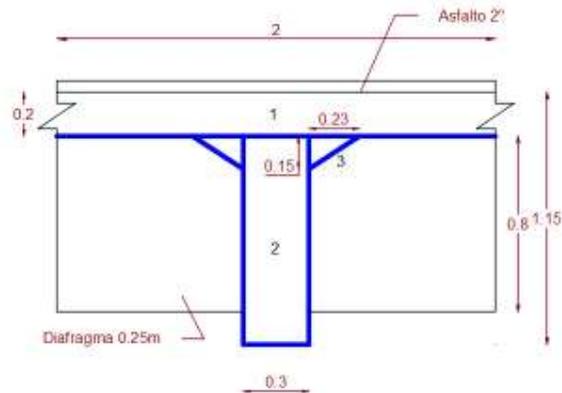
$$h = 1.15 \text{ m}$$

5.3.2.2.2 Propiedades de la Sección

Es necesario conocer las propiedades de la sección, es por esto que se procede a dividirla en partes fáciles de calcular, como se muestra en la siguiente figura. Se

necesita conocer los valores del centro de gravedad, inercia, módulos de sección y distancias al núcleo.

FIGURA 5.120 Propiedades de viga pretensada



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

TABLA 5.24 Determinación del centro de gravedad con respecto al patín

Sección	Área (cm ²)	\bar{y} (cm)	$\bar{y} * A$ (cm ³)	$\bar{y} (\bar{y} * A)$ (cm ⁴)	I_{cg} (cm ⁴)
1	4000	10	40000	400000	133333.33
2	2850	67.5	192375	12985312.5	2143437.5
3	172.5	25	4312.5	107812.5	4312.5
S	7022.5		236687.5	13493125	2281083.33

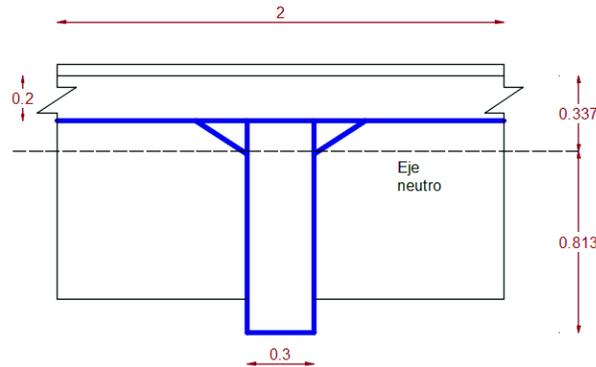
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Centro de Gravedad**

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y} A}{A} = \frac{236687.5 \text{ cm}^3}{7022.5 \text{ cm}^2} = 33.70 \text{ cm}$$

$$y_1 = 33.70 \text{ cm} \quad y \quad y_2 = 81.30 \text{ cm}$$

FIGURA 5.121 Ubicación del eje neutro viga pretensada



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- **Inercia**

$$I = \sum I_{cg} + \sum \bar{y}^2 A$$

$$I_L = 2281083.33 + 13493125 = 15774208.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{cg} = I_L - \bar{y}^2 A = 15774208.33 - (33.70)^2 (7022.5) = 7798825.31 \text{ cm}^4$$

- **Módulos de Sección**

$$S_1 = \frac{I_{cg}}{y_1} = \frac{7798825.31 \text{ cm}^4}{33.70 \text{ cm}} = 231419.15 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{I_{cg}}{y_2} = \frac{7798825.31 \text{ cm}^4}{81.30 \text{ cm}} = 95926.51 \text{ cm}^3$$

- **Distancias de Núcleo**

$$K_1 = \frac{S_2}{A} = \frac{95926.51 \text{ cm}^3}{7022.5 \text{ cm}^2} = 13.66 \text{ cm}$$

$$K_2 = \frac{S_1}{A} = \frac{231419.15 \text{ cm}^3}{7022.5 \text{ cm}^2} = 32.95 \text{ cm}$$

5.3.2.2.3 Módulos de Sección mínimos

$$S_{1 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R)M_0}{-f_{cs} + Rf_{ti}}$$

$$S_{2 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R)M_0}{-Rf_{ci} + f_{ts}}$$

- **Cargas Iniciales**

Los momentos serán calculados a la misma distancia que ocurre el momento máximo por carga viva, 0.72 m del centro de luz u 8.28 m del apoyo.

Peso Propio

$$W_{pp} = \text{Área} * dc = 0.70 \text{ m}^2 * 2.447 \frac{T}{\text{m}^3} = 1.71 \frac{T}{\text{m}} = 16.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

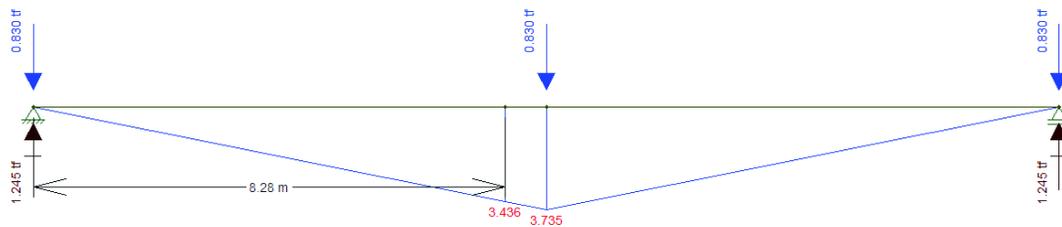
$$M_{max} = 15.39(8.28) - 1.71 \left(\frac{8.28^2}{2} \right) = 68.81 T.m = 675.02 \text{ kN.m}$$

Diafragmas

Si se ubica 3 diafragmas dos en los apoyos y uno en la mitad de la viga se tiene:

$$W_{diaf} = 1.70 \text{ m} * 0.80 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 2.447 \frac{T}{\text{m}^3} = 0.83 T = 8.14 \text{ kN}$$

FIGURA 5.122 Reacciones en la viga debido a carga de diafragmas



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{max} = 3.44 T.m = 33.65 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 68.81 + 3.44 = 72.25 T.m = 708.77 \text{ kN.m}$$

- **Cargas Aplicadas**

Asfalto

$$W_{aslf} = 0.05 \text{ m} * 2 \text{ m} * 2.25 \frac{T}{\text{m}^3} = 0.225 \frac{T}{\text{m}} = 2.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{max} = 2.02(8.28) - 0.225 \left(\frac{8.28^2}{2} \right) = 9.05 T.m = 88.78 \text{ kN.m}$$

Carga Viva

El mayor momento que ocurre en la viga por carga viva se puede apreciar en el Anexo 1.

$$M_{(LL+IM)} = 237.78 \text{ T.m} = 2332.62 \text{ kN.m a } .72 \text{ m del centro de luz}$$

Distribución g en viga interior

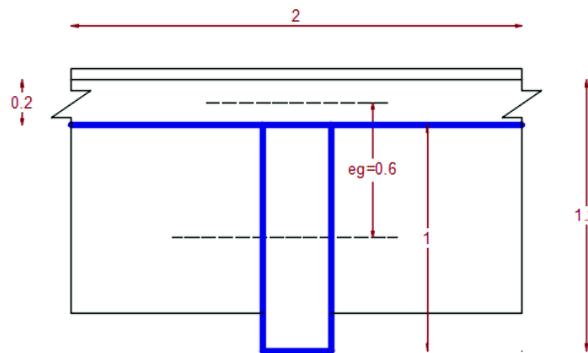
Caso de un carril cargado

Para poder comprobar esta distribución se puede ir al Anexo 4 en donde se encuentran estas ecuaciones y respectivos casos:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Cálculo de $\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$:

FIGURA 5.123 Valor de e_g viga pretensada



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1 \text{ tienen el mismo material}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 95^3}{12} = 2143437.5 \text{ cm}^4$$

$$A_{viga} = 30 * 95 = 2850 \text{ cm}^2$$

$$e_g = 57.5 \text{ cm}$$

$$K_g = n(I_{viga} + A_{viga} * e_g^2) = 1[2143437.5 + 2850 * 57.5^2] = 11566250 \text{ cm}^4$$

Entonces:

$$\left(\frac{Kg}{Lt^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{11566250}{18000 * 20^3}\right)^{0.1} = 0.78$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{18000}\right)^{0.3} * 0.78 = 0.36$$

- **Caso de dos carriles cargados**

$$g = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2000}{18000}\right)^{0.2} * 0.78 = 0.48 \text{ (crítico)}$$

$$M_{(LL+IM)} = 0.48 * 237.78 = 114.13 T.m = 1119.62 kN.m$$

Entonces:

$$M_{(d+l)} = 114.13 + 9.05 = 123.18 T.m = 1208.39 kN.m$$

$$M_{wpp+asf} = 68.81 + 9.05 = 77.86 T.m = 763.80 kN.m$$

$$M_{Total} = 123.18 + 72.25 = 195.43 T.m = 1917.17 kN.m$$

- **Esfuerzos permisibles**

Inerciales

Fibra Superior (Ver Anexo 8):

$$f_{ti} = 0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 MPa$$

$$f_{ti} = 0.25\sqrt{28} = 1.32 MPa = 13.46 \frac{kg}{cm^2} < 1.38 MPa \text{ ok}$$

Fibra interior (Ver Anexo 8):

$$f_{ci} = -0.60f'_{ci}$$

$$f_{ci} = -0.60(28) = -16.8 MPa = -171.31 \frac{kg}{cm^2} = -16.80 MPa$$

Aplicados en Servicio

Fibra Superior (Ver Tabla 5.22):

Caso I: Carga total

$$f_{cs} = -0.60 * \phi_w f'_c = -0.60f'_c$$

$$f_{cs} = -0.60(1)(32) = -19.2 \text{ MPa} = -195.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = -19.2 \text{ MPa}$$

Caso II: preesforzado + cargas permanentes

$$f_{cs} = -0.45f'_c$$

$$f_{cs} = -0.45(32) = -14.4 \text{ MPa} = -146.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = -14.4 \text{ MPa}$$

Fibra interior

$$f_{ts} = 0 \text{ (Ver Anexo 9)}$$

- **Módulo de Sección Requeridos**

$$S_{1 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R)M_0}{-f_{cs} + Rf_{ti}}$$

$$S_{1 \min} = \frac{123.18 * 10^5 + (1 - 0.85)(72.25 * 10^5)}{-(-195.79) + 0.85(13.46)} = 64670.58 \text{ cm}^3$$

$$S_{2 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R)M_0}{-Rf_{ci} + f_{ts}}$$

$$S_{2 \min} = \frac{123.18 * 10^5 + (1 - 0.85)(72.25 * 10^5)}{-(0.85)(-171.31) + 0} = 92035.92 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto:

$$S_1 = 231419.15 \text{ cm}^3 > S_{1 \min} = 64670.58 \text{ cm}^3 \text{ ok}$$

$$S_2 = 95926.51 \text{ cm}^3 > S_{2 \min} = 92035.92 \text{ cm}^3 \text{ ok}$$

La sección escogida es la adecuada ya que cumple con los módulos de sección requeridos.

5.3.2.2.4 Cálculo de la Excentricidad de los cables y fuerza

Utilizando las inecuaciones de Magnel

$$\frac{1}{P_1} \geq \frac{e - k_2}{M_0 + f_{ti}S_1}$$

$$\frac{1}{P_1} \geq \frac{e - 32.95}{72.25 * 10^5 + (13.46)(231419.15)} = \frac{e - 32.95}{10.34 * 10^6} \text{ (f1)}$$

$$\frac{1}{P_1} \geq \frac{e + k_1}{M_0 - f_{ci}S_2}$$

$$\frac{1}{P_1} \geq \frac{e + 13.66}{72.25 * 10^5 - (-171.31)(95926.51)} = \frac{e + 13.66}{23.66 * 10^6} \quad (f2)$$

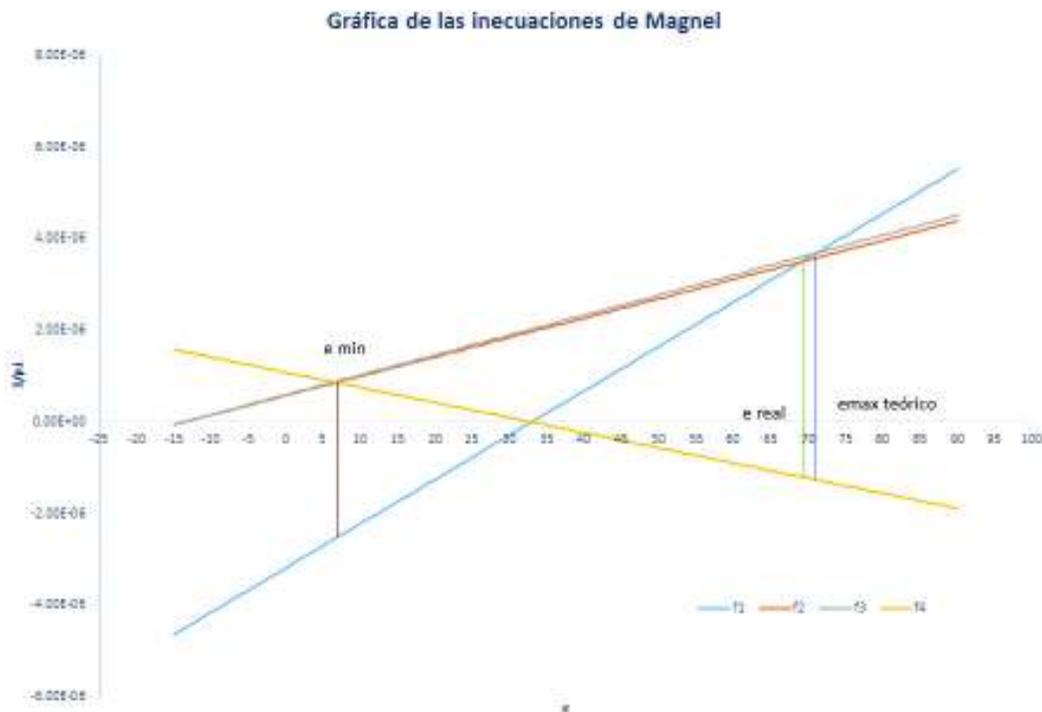
$$\frac{1}{P_1} \leq \frac{R(e + k_1)}{M_t - f_{ts}S_2}$$

$$\frac{1}{P_1} \leq \frac{0.85(e + 13.66)}{195.43 * 10^5 - 0} = \frac{e + 13.66}{22.99 * 10^6} \quad (f3)$$

$$\frac{1}{P_1} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_t + f_{cs}S_1}$$

$$\frac{1}{P_1} \leq \frac{0.85(e - 32.95)}{195.43 * 10^5 + (-195.79)(231419.15)} = \frac{e - 32.95}{-30.31 * 10^6} \quad (f4)$$

FIGURA 5.124 Gráfica de las inecuaciones de Magnel



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

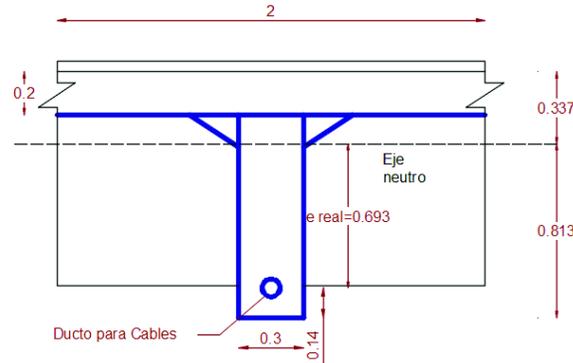
De la gráfica se obtiene:

$$e_{min} = 7.20cm, \quad e_{m\acute{a}x-teorico} = 71.20cm, \quad e_{m\acute{a}x-real} = 69.30cm$$

La distancia entre el eje de cables y la fibra extrema se aproxima a un valor entre el 5% al 15% de la altura h .

$$z = 12\% * h = 0.12 * (115\text{cm}) = 11.5 \text{ cm} \approx 12\text{cm}$$

FIGURA 5.125 Dibujo de ubicación ducto para cables



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Se toma: $e_{max-real} = 81.30 - 12 = 69.30 \text{ cm}$

De la ecuación (f3), en el centro de luz:

$$e = 69.30\text{cm}, \quad \frac{1}{P_1} = 3.60853 * 10^{-6} \text{ kg}^{-1}$$

$$P_1 = 277121 \text{ Kg} = 277.12 \text{ T} = 2718.55 \text{ kN}$$

5.3.2.2.5 Estados Límites Aplicables

Ver Literal 4.8.

Servicio I $U = n[1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM)]$

Servicio III $U = n[1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM)]$

Resistencia I $U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$

Con $n = n_D n_R n_I = 1$

5.3.2.2.6 Comprobación de esfuerzos en el centro de luz

Estado de Servicio I

En condiciones iniciales se tiene:

- Fibra superior (f1)

$$f_{ti} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_1} - \frac{M_0}{S_1} = -\frac{277121}{7022.5} + \frac{277121(69.30)}{231419.15} - \frac{72.25 * 10^5}{231419.15}$$

$$f_{ti} = 12.30 \frac{kg}{cm^2} = 1.21 MPa$$

$$f_{ti} = 12.30 \frac{kg}{cm^2} (tracc) < f_{ti} \text{ admisible} = 13.46 \frac{kg}{cm^2} (tracc) \text{ ok}$$

- **Fibra inferior (f2)**

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_2} + \frac{M_0}{S_2} = -\frac{277121}{7022.5} - \frac{277121(69.30)}{95926.51} + \frac{72.25 * 10^5}{95926.51}$$

$$f_{ci} = -164.34 \frac{kg}{cm^2} = -16.12 MPa$$

$$f_{ci} = -164.34 \frac{kg}{cm^2} (comp) < f_{ci} \text{ admisible} = -171.31 \frac{kg}{cm^2} (comp) \text{ ok}$$

En condiciones finales se tiene:

$$\text{Si } P = RP_i = 0.85 * (277121 \text{ kg}) = 235553 \text{ kg} = 2310.77 \text{ kN}$$

- **Fibra superior (f4)**

Caso 1 (carga total)

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} = -\frac{235553}{7022.5} + \frac{235553(69.30)}{231419.15} - \frac{195.43 * 10^5}{231419.15}$$

$$f_{cs} = -47.45 \frac{kg}{cm^2} (comp) < f_{cs} \text{ admisible} = -195.79 \frac{kg}{cm^2} (comp) \text{ ok}$$

Caso 2 (preesforzado + cargas permanentes)

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e}{S_1} - \frac{M_{pp+asf}}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{235553}{7022.5} + \frac{235553(69.30)}{231419.15} - \frac{77.86 * 10^5}{231419.15} = 3.35 \frac{kg}{cm^2} = 0.33 MPa$$

$$f_{cs} = 3.35 \frac{kg}{cm^2} (trac) < f_{cs} \text{ admisible} = -146.84 \frac{kg}{cm^2} (comp) \text{ ok}$$

- **Fibra inferior (f3)**

$$f_{ts} = -\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_{ie}}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} = -\frac{235553}{7022.5} - \frac{235553(69.30)}{95926.51} + \frac{195.43 * 10^5}{95926.51}$$

$$f_{ts} = 0.0161 \frac{kg}{cm^2} = 0.0016 MPa$$

$$f_{ts} = 0.0161 \frac{kg}{cm^2} \text{ admisible } f_{ts} = 0 \frac{kg}{cm^2} \text{ (no tracciones) ok}$$

Estado de Servicio III

En condiciones iniciales se tiene:

Las comprobaciones de la fibra superior (f1) y fibra inferior (f2) son las mismas que se realizó en el Estado de Servicio I.

En condiciones finales se tiene:

- **Fibra superior (f4)**

Caso 1 (carga total)

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_{ie}}{S_1} - \frac{(M_0 + M_{asf}) + 0.80(M_L)}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{235553}{7022.5} + \frac{235553(69.30)}{231419.15} - \left[\frac{(72.25 + 9.05) * 10^5 + 0.80(114.13 * 10^5)}{231419.15} \right]$$

$$f_{cs} = -37.59 \frac{kg}{cm^2} \text{ (comp)} < f_{cs} \text{ admisible} = -195.79 \frac{kg}{cm^2} \text{ (comp) ok}$$

Caso 2 (preesforzado + cargas permanentes)

La comprobación de este caso 2 es el mismo que se realizó en el Estado de Servicio I.

- **Fibra inferior (f3)**

$$f_{ts} = -\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_{ie}}{S_2} + \frac{(M_0 + M_{asf}) + 0.80(M_L)}{S_2}$$

$$f_{ts} = -\frac{235553}{7022.5} - \frac{235553(69.30)}{95926.51} + \left[\frac{(72.25 + 9.05) + 0.80(114.13 * 10^5)}{95926.51} \right]$$

$$f_{ts} = -23.77 \frac{kg}{cm^2} (comp) < f_{ts} \text{ admisible} = 0 \frac{kg}{cm^2} \text{ no existe tracción ok}$$

5.3.2.2.7 Número de Torones (PC-Strand) por viga

Se tiene Torones (cables) PC Strand de ϕ 12.70 mm (0.987 cm^2), grado 270 $f_{p_u} = 1860 \text{ MPa}$

$$f_{p_u} = 1860 \text{ MPa} = 18966.72 \frac{kg}{cm^2} = 1860 \text{ MPa}$$

Ver tabla 5.21

$$f_{p_i} = 0.70 f_{p_u} = 0.70 * 18966.72 = 13276.70 \frac{kg}{cm^2} = 1302 \text{ MPa}$$

La capacidad de 1 torón es:

$$\phi 12.70 \text{ mm } (0.987 \text{ cm}^2) \rightarrow 13276.70 * 0.987 = 13104.10 \text{ kg} = 128.55 \text{ kN}$$

Con $P_1 = 277121 \text{ Kg} = 277.12 \text{ T}$ y después de ocurrir todas las pérdidas se tiene:

$$P = RP_i = 0.85 * (277121 \text{ kg}) = 235553 \text{ kg} = 2310.77 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el número de torones que se necesita es:

$$\# \text{torones} = \frac{235553 \text{ kg}}{13104.10 \text{ kg}} = 17.97 \approx 18 \text{ torones PC Strand } \phi 12.70 \text{ mm}$$

5.3.2.2.8 Verificación por estado Límite de Resistencia I

Momento actuante

$$M_U = 1[1.25 (72.25) + 1.5 (9.05) + 1.75 (114.13)] = 303.62 \text{ T.m} = 2978.51 \text{ kN.m}$$

Momento resistente de la viga

Es fuerza promedio en el acero de preesfuerzo cuando $f_{p_e} \geq 0.5 f_{p_u}$:

$$f_{p_s} = f_{p_u} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$f_{p_e} = \frac{P}{A} = \frac{235553}{18 * 0.987} = 13258.60 \frac{kg}{cm^2} = 1300.22 \text{ MPa}$$

$$13258.60 \frac{kg}{cm^2} > 0.5 \left(18966.72 \frac{kg}{cm^2} \right) = 9483.36 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{ok}$$

Ver tabla 5.20, el torón (cable) es de baja relajación.

$$f_{py} = 90\%f_{pu} = 0.9 * 18966.72 \frac{kg}{cm^2} = 17070 \frac{kg}{cm^2} = 1674 MPa$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{17070}{18966.72} \right) = 0.28$$

$$d_p = 115cm - 14cm = 101 cm$$

Para calcular c se asume que la sección se comporta como un elemento rectangular, para luego comprobar si la profundidad que posee el bloque de esfuerzos de compresión equivalente, es menor o igual que el espesor de la losa $h=0.20m$.

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para un hormigon de } f'_c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65 \text{ para un hormigon de } f'_c > 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(320 - 280)}{70} = 0.82$$

$$b = \text{ancho efectivo del patin} = 200 cm$$

$$c = \frac{17.77(18966.72)}{0.85(320)(0.82)(200) + 0.28(17.77) \left(\frac{18966.72}{101} \right)} = 7.40 cm < h_{losa} = 20cm \text{ ok}$$

Entonces, el asumir que se comporta como un elemento rectangular es verdad.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = 18966.72 \left(1 - 0.28 \frac{7.40}{101} \right) = 18577.60 \frac{kg}{cm^2} = 1821.8 MPa$$

Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \text{ cuando no existe acero no preesforzado}$$

$$a = \beta_1 c = 0.82 * 7.40 = 6.07 \text{ cm}$$

$$M_n = 17.77(18577.60) \left(101 - \frac{6.07}{2} \right) = 32340592.96 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 323.40 \text{ T.m} = 3172.55 \text{ kN.m}$$

El momento resistente de la viga es:

$$M_n > M_u$$

Se supone un $\phi = 1$, ya que se tiene una sección de concreto preesforzado con tensión controlada.

$$M_n = 323.40 \text{ T.m} > 303.62 \text{ T.m} \text{ ok}$$

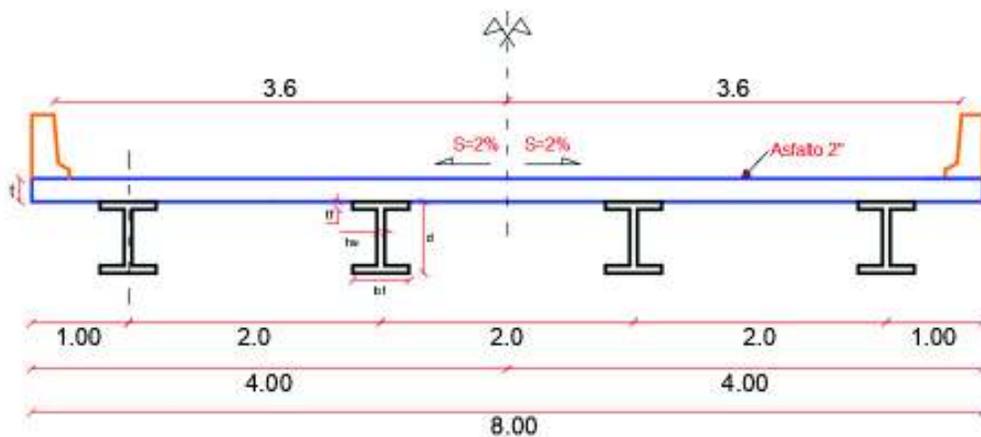
5.4 PUENTES DE ESTRUCTURA METÁLICA

5.4.1 EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA DE ACERO CON ALMA LLENA

Diseñar un puente apoyado sobre vigas metálicas de acero A36 de 18 m de longitud, de dos vías. Utilizar concreto de $f'c = 30 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. La carga viva será el camión de diseño MTOP. El acero principal debe ser perpendicular al tráfico.

Se usará la misma sección longitudinal del puente losa sobre vigas de hormigón armado.

FIGURA 5.126 Sección transversal del puente



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipei Bryan

5.4.1.1 Diseño de la losa

La losa para este ejemplo es la misma que se diseñó en el ejercicio de puente losa sobre vigas de hormigón armado.

5.4.1.2 Predimensionamiento

- Espesor mínimo del acero

El espesor mínimo recomendado para el alma de vigas laminadas es de 6.4 mm. (AASHTO, 2014)

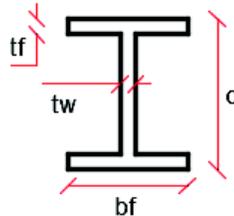
- Profundidad

Para vigas I de acero de luces simplemente apoyadas, la profundidad total es: (AASHTO Tabla 2.5.2.6.3-1)

$$d = 0.04L$$

$$d = 0.04 * 18 = 0.72 \text{ m} \approx 0.75 \text{ m}$$

FIGURA 5.127 Dimensiones de la viga I



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Debido a que una viga de aproximadamente 77 cm de altura no cumplió con los límites establecidos, se usará una viga de mayor altura.

- Propiedades y dimensiones de la viga

Perfil W 36 * 354

Altura: $d = 35.6 \text{ in} = 90.42 \text{ cm}$

Ancho: $bf = 16.10 \text{ in} = 40.89 \text{ cm}$

Espesor del alma: $tw = 1.16 \text{ in} = 2.95 \text{ cm}$

Espesor de la aleta: $tf = 2.09 \text{ in} = 5.30 \text{ cm}$

Área: $A = 104 \text{ in}^2 = 670.97 \text{ cm}^2$

Momento de inercia mayor: $I_x = 22000 \text{ in}^4 = 915709.14 \text{ cm}^4$

Peso propio: $PP = 354 \text{ lb}/\text{ft} = 5.17 \text{ kN}/\text{m}$

- Propiedades del material (Tabla 3.2)

Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 2549.29 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 250 \text{ Mpa}$

Esfuerzo último del acero: $f_u = 4078.86 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 400 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2.04 * 10^6 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 200 \text{ GPa}$

5.4.1.3 Diseño de la viga principal interior

5.4.1.3.1 Momentos de flexión por cargas en viga interior

- **Carga muerta (DC)**

$$W_{losa} = 0.2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 2.447 \text{ T}/\text{m}^3 = 0.98 \text{ T}/\text{m}$$

$$W_{viga} = 354 \text{ lb}/\text{ft} = 0.527 \text{ T}/\text{m}$$

$$W_{DC} = 0.98 + 0.527 = 1.51 \text{ T}/\text{m} = 14.78 \text{ kN}/\text{m}$$

$$x = \frac{18}{2} - 0.3 = 8.7 \text{ m}, \quad Ri = \frac{1.51 * 18}{2} = 13.59 \text{ T}$$

$$M_{DW} = Ri x - \frac{W_{DW} x^2}{2} = 13.59 * 8.7 - \frac{1.51 * 8.7^2}{2} = 61.09 \text{ T.m} = 599.26 \text{ kN}/\text{m}$$

- **Carga por superficie de rodadura (DW)**

$$W_{asf} = 0.05 * 2 \text{ m} * 2.25 = 0.23 \text{ T}/\text{m} = 2.21 \text{ kN}/\text{m}$$

$$Ri = \frac{0.23 * 18}{2} = 2.07 \text{ T}$$

$$M_{DW} = Ri x - \frac{W_{DW} x^2}{2} = 2.07 * 8.7 - \frac{0.23 * 8.7^2}{2} = 9.30 \text{ T.m} = 91.28 \text{ kN}/\text{m}$$

- **Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)**

Para este caso se puede ir al Anexo 1 (Momentos y reacciones máximas), donde según la luz de 18 m el momento generado por el camión es de:

$$M_{LL+IM} = 237.78 T.m = 2332.62 kN.m$$

5.4.1.3.2 Distribución de cargas vivas

- **Caso de un carril cargado**

Se puede ir al anexo 1 en donde se encuentran las siguientes expresiones:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{290.709 * 10^3} = 7.01 \approx 7$$

$$eg = \frac{904.2}{2} + \frac{200}{2} = 552.1 mm = 0.55 m$$

$$K_g = n(I_{viga} + A_{viga} * eg^2) = 7 * (915709.14 + 670.97 * 55.2^2) = 0.21 m^4$$

$$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{0.21}{18 * 0.2^3}\right)^{0.1} = 1.04$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{18000}\right)^{0.3} * 1.04 = 0.46$$

- **Caso de dos carriles cargados**

$$g = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2000}{18000}\right)^{0.2} * 1.04 = 0.61 \text{ (crítico)}$$

$$M_{LL+IM} = 0.61 * 237.78 = 145.05 T.m = 1422.90 kN.m$$

Resumen de momentos:

TABLA 5.25 Resumen de momentos en la viga metálica

Carga	Tipo	M (+) [T.m]	γ		
			Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
Losa + Viga	DC	61.09	1.25	1	0
Asfalto	DW	9.3	1.5	1	0
Carga Viva	LL+IM	145.05	1.75	1	1.5

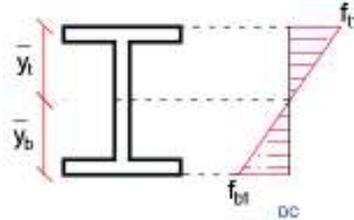
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.4.1.3.3 Sección resistente

- **Para carga muerta (DC)**

Debido a que la viga es simétrica, $\bar{y}_t = \bar{y}_b = 45.21 \text{ cm}$.

FIGURA 5.128 Sección resistente I



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{DC} = 1.25 * 61.09 = 76.36 \text{ T.m} = 749.12 \text{ kN.m}$$

$$f_{t1} = f_{b1} = \frac{M_{DC}}{I} * \bar{y}_t = \frac{76.36 * 10^5}{915709.14} * 45.21 = 377 \text{ kg/cm}^2 = 36.97 \text{ MPa}$$

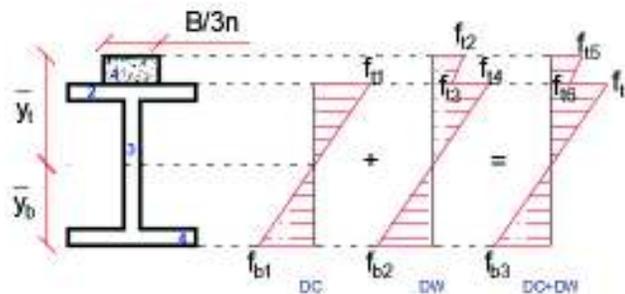
Para elementos compuestos $\phi = 0.9$, (AASHTO 6.5.4.2)

$$36.97 \text{ MPa} < 0.9f_y = 0.9 * 250 = 225 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

- **Para carga muerta más carga por superficie de rodadura (DC+DW)**

Para cargas permanentes que se aplican a la sección compuesta, el área de la losa se debe transformar usando la relación a largo plazo, $3n$. (AASHTO 6.10.1.1.1b)

FIGURA 5.129 Sección resistente a largo plazo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

Donde:

B es el menor valor entre:

- $B = 12t = 12 * 0.20 = 2.4 \text{ m}$
- $s' = 2 \text{ m}$ (Espaciamiento entre vigas)
- $L/4 = 18/4 = 4.5 \text{ m}$

Entonces: $B = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$, $B/3n = 200/3 * 7 = 9.52 \text{ cm}$

Se debe determinar la inercia de la sección y la ubicación del eje neutro para calcular los esfuerzos.

TABLA 5.26 Inercia y ubicación del eje neutro de la sección a largo plazo

Sección	a cm	b cm	Área cm ²	y cm	Área * y cm ³	I cm ⁴	d _i cm	d _i ² cm ²	Área * d _i ² cm ⁴	I + Área * d _i ² cm ⁴
1	9.520	20.000	190.400	87.98	16751.392	6346.667	50.578	2558.090	487060.377	493407.043
2	40.890	5.300	216.717	76.46	16570.182	507.298	37.928	1438.500	311747.466	312254.765
3	2.950	79.820	235.469	38.99	9180.936	125018.977	4.632	21.459	5053.03333	130072.010
4	40.890	5.300	216.717	1.51	327.243	507.298	47.192	2227.126	482656.022	483163.320
Suma			859.303		42829.753				I tot. cm ⁴	1.42E+06
				y _b [cm]	49.84					
				y _t [cm]	60.58					

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$M_{DW} = 1.5 * 9.30 = 13.95 \text{ T.m} = 136.85 \text{ kN.m}$$

$$f_{b2} = \frac{M_{DW}}{I} * \bar{y}_b = \frac{13.95 * 10^5}{1.42 * 10^6} * 49.84 = 48.96 \text{ kg/cm}^2 = 4.80 \text{ MPa}$$

$$f_{t5} = f_{t2} = \frac{13.95 * 10^5}{1.42 * 10^6} * \frac{60.58}{3 * 7} = 2.83 \text{ kg/cm}^2 = 0.28 \text{ MPa}$$

$$f_{t4} = \frac{13.95 * 10^5}{1.42 * 10^6} * 40.58 = 39.87 \text{ kg/cm}^2 = 3.91 \text{ MPa}$$

$$f_{t6} = f_{t3} = \frac{13.95 * 10^5}{1.42 * 10^6} * \frac{40.58}{3 * 7} = 1.89 \text{ kg/cm}^2 = 0.19 \text{ MPa}$$

$$f_{b3} = f_{b1} + f_{b2} = 36.97 + 4.80 = 41.77 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = f_{t1} + f_{t4} = 36.97 + 3.91 = 40.88 \text{ MPa}$$

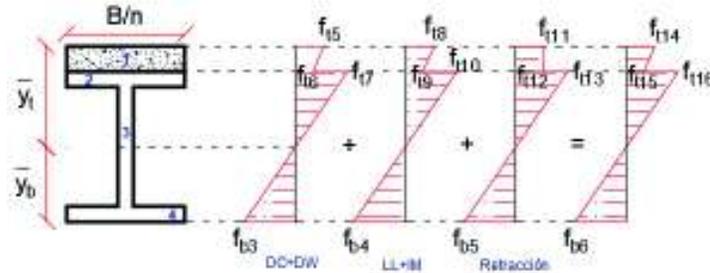
Se escoge el mayor entre: f_{b3} , f_{t5} , f_{t6} , f_{t7} , y se compara con el límite permitido:

$$41.77 \text{ MPa} < 0.9f_y = 0.9 * 250 = 225 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

- **Combinación de todas las cargas**

Para las cargas aplicadas a la sección que se suponen transitorias el área de la losa de concreto se debe transformar utilizando la relación de módulos a corto plazo, n. (AASHTO 6.10.1.1.1b)

FIGURA 5.130 Sección resistente a corto plazo



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Donde:

$$\frac{B}{n} = \frac{200}{7} = 28.57 \text{ cm}$$

Se determina la ubicación del eje neutro y la inercia de la sección con las ecuaciones antes mencionadas:

TABLA 5.27 Inercia y Ubicación del eje neutro de la sección a corto plazo

Sección	a cm	b cm	Área cm ²	y cm	Área * y cm ³	I cm ⁴	di cm	d _i ² cm ²	Área * d _i ² cm ⁴	I + Área * d _i ² cm ⁴
1	28.570	20.000	571.400	87.98	50271.772	19046.667	38.862	1510.283	862975.461	882022.128
2	40.890	5.300	216.717	76.46	16570.182	507.298	26.212	687.088	148903.544	149410.842
3	2.950	79.820	235.469	38.99	9180.936	125018.977	16.348	267.246	62928.0364	187947.013
4	40.890	5.300	216.717	1.51	327.243	507.298	58.908	3470.111	752031.989	752539.287
Suma			1240.303		76350.133				I tot. cm ⁴	1.97E+06
				y _b [cm]	61.56					
				y _t [cm]	48.86					

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

$$M_{LL+IM} = 1.75 * 145.05 = 253.84 \text{ T.m} = 2490.15 \text{ kN.m}$$

$$f_{b4} = \frac{253.84 * 10^5}{1.97 * 10^6} * 61.56 = 793.22 \text{ kg/cm}^2 = 77.79 \text{ MPa}$$

$$f_{t8} = \frac{253.84 * 10^5}{1.97 * 10^6} * \frac{48.86}{7} = 89.94 \text{ kg/cm}^2 = 8.82 \text{ MPa}$$

$$f_{t9} = \frac{253.84 * 10^5}{1.97 * 10^6} * \frac{28.86}{7} = 53.12 \text{ kg/cm}^2 = 5.21 \text{ MPa}$$

$$f_{t10} = \frac{253.84 * 10^5}{1.97 * 10^6} * 28.86 = 371.87 \text{ kg/cm}^2 = 36.47 \text{ MPa}$$

Ahora se determina los esfuerzos debido a retracción y fraguado que se usan para evitar el agrietamiento excesivo en el hormigón provocado por las variaciones en la temperatura.

$$\sigma = E * \varepsilon \left[\text{kg/cm}^2 \right]$$

Donde:

E módulo de elasticidad $\left[\text{kg/cm}^2 \right]$

ε coeficiente de retracción, a falta de datos se puede usar 0.0002 después de 28 días de curado y 0.0005 después de un año.

$$f_{t12} = f_{t11} = 282.374 * 10^3 * 0.0002 * \frac{1}{7} = 8.07 \text{ kg/cm}^2 = 0.79 \text{ MPa}$$

$$f_{t13} = f_{b5} = 2.04 * 10^6 * 0.0002 = 408 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$f_{b6} = f_{b3} + f_{b4} + f_{b5} = 41.77 + 77.79 + 40 = 159.56 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = f_{t5} + f_{t8} + f_{t11} = 0.28 + 8.82 + 0.79 = 9.89 \text{ MPa}$$

$$f_{t15} = f_{t6} + f_{t9} + f_{t12} = 0.19 + 5.21 + 0.79 = 6.19 \text{ MPa}$$

$$f_{t16} = f_{t7} + f_{t10} + f_{t13} = 40.88 + 36.47 + 40 = 117.35 \text{ MPa}$$

Escoger el mayor de los resultados y comparar:

$$159.56 \text{ MPa} < 0.9f_y = 0.9 * 250 = 225 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

5.4.1.4 Diseño de la viga principal exterior

5.4.1.4.1 Flexión por cargas

- **Carga muerta (DC)**

$$W_{losa} = 0.98 \text{ T/m}$$

$$W_{viga} = 354 \text{ lb/ft} = 0.527 \text{ T/m}$$

$$W_{barrera} = 0.47 \text{ T/m}$$

$$W_{DC} = 0.98 + 0.527 + 0.47 = 1.98 \text{ T/m} = 19.39 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{18}{2} - 0.3 = 8.7 \text{ m}, \quad Ri = \frac{1.98 * 18}{2} = 17.82 \text{ T}$$

$$M_{DW} = Ri x - \frac{W_{DW} x^2}{2} = 17.82 * 8.7 - \frac{1.98 * 8.7^2}{2} = 80.54 \text{ T.m} = 790.06 \text{ kN/m}$$

- **Superficie de rodadura (DW)**

Los valores son los mismos que los calculados para la viga interna.

$$W_{asf} = 0.23 \text{ T/m} = 2.21 \text{ kN/m}$$

$$M_{DW} = 9.30 \text{ T.m} = 91.28 \text{ kN/m}$$

- **Carga viva y efecto de carga dinámica**

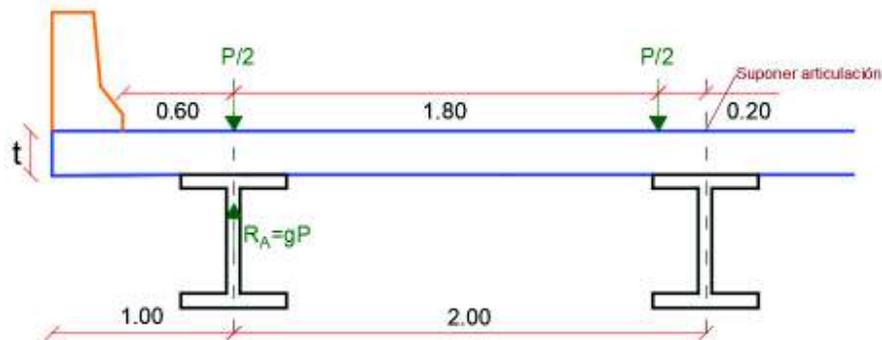
$$M_{LL+IM} = 237.78 \text{ T.m} = 2332.62 \text{ kN.m}$$

5.4.1.4.2 Distribución de cargas vivas

- **Caso de un carril cargado**

Para el caso de una viga exterior con un carril cargado en el anexo 5 se especifica que se use la regla de la palanca:

FIGURA 5.131 Viga exterior con carga de camión



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

$$R_A = \left(\frac{2}{2} + \frac{0.20}{2} \right) \left(\frac{P}{2} \right) = 0.55P$$

Por lo tanto, $g = 0.55$, con el factor de presencia múltiple $m = 1.2$ (Tabla 4.2):

$$g = 1.2 * 0.55 = 0.66$$

- **Caso de dos carriles cargados**

Del anexo 5 se obtiene que:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

Como se trata de una losa sobre vigas metálicas no se tiene en valor de d_e , por lo tanto $e = 0.77$ y $g = e * g_{interior} = 0.77 * 0.61 = 0.47$, con un factor de presencia múltiple $m = 1$ (Tabla 4.2), se tiene un valor de $g = 0.47$.

Por lo tanto $g_{crítico} = 0.66$

$$M_{LL+IM} = 237.78 * 0.66 = 156.93 T.m = 1539.53 kN.m$$

Resumen de momentos:

TABLA 5.28 Resumen de momentos viga metálica exterior

Carga	Tipo	M (+) [T.m]	γ		
			Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
Losa + Viga+Barrera	DC	80.54	1.25	1	0
Asfalto	DW	9.3	1.5	1	0
Carga Viva	LL+IM	156.93	1.75	1	1.5

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.4.1.4.3 Sección resistente

- **Para carga muerta (DC)**

Usando las mismas figuras que la viga interior:

$$M_{DC} = 1.25 * 80.54 = 100.68 T.m = 987.62 kN.m$$

$$f_{t1} = f_{b1} = \frac{100.68 * 10^5}{915709.14} * 45.21 = 497.07 \text{ kg/cm}^2 = 48.75 \text{ MPa}$$

$$48.75 \text{ MPa} < 225 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

- **Para carga muerta más superficie de rodadura (DC+DW)**

$$M_{DW} = 1.5 * 9.30 = 13.95 T.m = 136.85 kN.m$$

$$f_{b2} = 48.96 \frac{kg}{cm^2} = 4.80 MPa$$

$$f_{t5} = f_{t2} = 2.83 \frac{kg}{cm^2} = 0.28 MPa$$

$$f_{t4} = 39.87 \frac{kg}{cm^2} = 3.91 MPa$$

$$f_{t6} = f_{t3} = 1.89 \frac{kg}{cm^2} = 0.19 MPa$$

$$f_{b3} = f_{b1} + f_{b2} = 48.75 + 4.80 = 53.55 MPa$$

$$f_{t7} = f_{t1} + f_{t4} = 48.75 + 3.91 = 52.66 MPa$$

Escoger el mayor entre: $f_{b3}, f_{t5}, f_{t6}, f_{t7}$, y comparar con el límite permitido:

$$53.55 MPa < 225 MPa \rightarrow Ok$$

- **Combinación de todas las cargas**

$$M_{LL+IM} = 1.75 * 156.93 = 274.63 T.m = 2694.10 kN.m$$

$$f_{b4} = \frac{274.63 * 10^5}{1.97 * 10^6} * 61.56 = 858.18 \frac{kg}{cm^2} = 84.16 MPa$$

$$f_{t8} = \frac{274.63 * 10^5}{1.97 * 10^6} * \frac{48.86}{7} = 97.31 \frac{kg}{cm^2} = 9.54 MPa$$

$$f_{t9} = \frac{274.63 * 10^5}{1.97 * 10^6} * \frac{28.86}{7} = 57.48 \frac{kg}{cm^2} = 5.64 MPa$$

$$f_{t10} = \frac{274.63 * 10^5}{1.97 * 10^6} * 28.86 = 402.33 \frac{kg}{cm^2} = 39.46 MPa$$

Los esfuerzos debido a retracción y temperatura son los mismos, por lo tanto:

$$f_{b6} = f_{b3} + f_{b4} + f_{b5} = 53.55 + 84.16 + 40 = 177.71 MPa$$

$$f_{t14} = f_{t5} + f_{t8} + f_{t11} = 0.28 + 9.54 + 0.79 = 10.61 MPa$$

$$f_{t15} = f_{t6} + f_{t9} + f_{t12} = 0.19 + 5.64 + 0.79 = 6.62 MPa$$

$$f_{t16} = f_{t7} + f_{t10} + f_{t13} = 52.66 + 39.46 + 40 = 132.12 MPa$$

Escoger el mayor de los resultados y comparar:

$$177.71 \text{ Mpa} < 225 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

5.4.1.4.4 Fatiga

Cada detalle debe satisfacer lo siguiente:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad \text{(AASHTO 6.6.1.2.2)}$$

En la cual:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \quad \text{(AASHTO 6.6.1.2.5)}$$

Donde:

- γ factor de carga para la combinación de fatiga
- (Δf) sollicitación por carga viva debido al paso de la carga de fatiga. (MPa)
- $(\Delta F)_n$ resistencia nominal a la fatiga. (MPa)
- $(\Delta F)_{TH}$ umbral de fatiga de amplitud constante = 165.4 MPa para perfiles I, tomado de AASHTO tabla 6.6.1.2.5

Para fatiga se usa el camión de diseño separado 9 m de cada eje de 20 ton, para tomar este valor se puede ir al Anexo 1 que para una distancia de 18 m y con un factor $\gamma = 1.5$ da como resultado:

$$M_{fatiga} = 125.93 \text{ T.m} = 1235.37 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{125.93 * 10^5}{915709.14} * 45.21 = 621.74 \text{ kg/cm}^2 = 60.97 \text{ MPa}$$

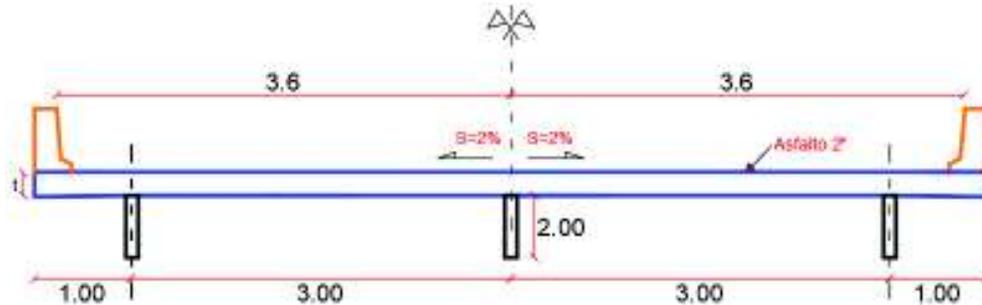
$$\gamma(\Delta f) = 60.97 \text{ MPa} < 165.4 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

5.4.2 EJEMPLO DE PUENTE LOSA SOBRE VIGA CERCHA DE ACERO

Diseñar un puente apoyado sobre vigas metálicas cercha de acero A50 de 18 m de longitud, de dos vías. Utilizar concreto de $f'c = 30 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$. La carga viva será el camión de diseño MTOP. El acero principal debe ser perpendicular al tráfico.

Se utilizará la misma sección longitudinal y barrera que se usó en el ejemplo de puente losa sobre vigas de hormigón armado.

FIGURA 5.132 Sección transversal del puente



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.4.2.1 Diseño de la losa

La losa para este ejemplo es la misma que se diseñó en el ejercicio de puente losa sobre vigas de hormigón armado.

5.4.2.2 Predimensionamiento

5.4.2.2.1 Carga muerta DC

$$W_{losa} = 0.2 * 2.447 = 0.49 \text{ T/m}^2 = 4.81 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{barrera} = 0.47 \text{ T/m}^2 = 4.61 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{DC} = 0.49 + 0.47 = 0.96 \text{ T/m}^2 = 9.42 \text{ kN/m}^2$$

5.4.2.2.2 Superficie de rodadura DW

$$W_{DW} = 0.05 * 2.25 \text{ T/m}^3 = 0.11 \text{ T/m}^2 = 1.08 \text{ kN/m}^2$$

5.4.2.2.3 Carga viva LL+IM

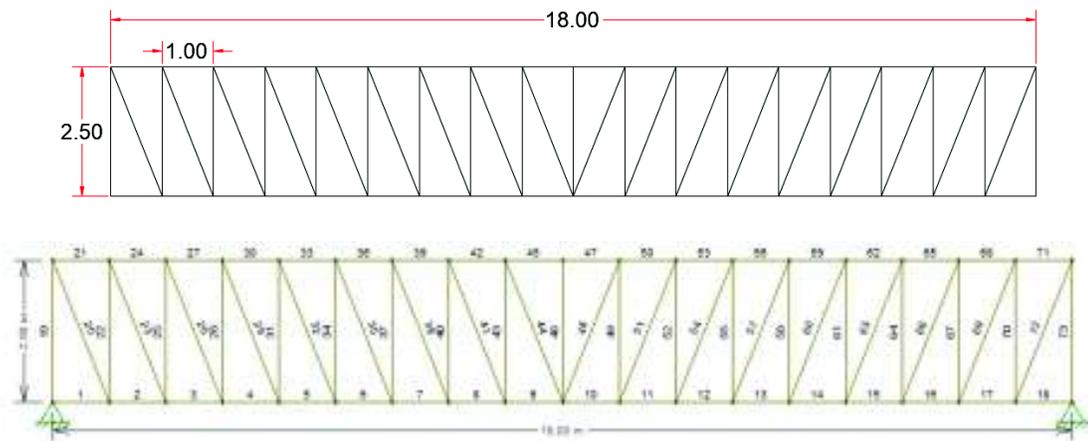
$$W_{S/C} = 0.95 \text{ T/m}$$

Se usará el camión de diseño MTOP especificado en el literal 4.4.2.

5.4.2.2.4 Celosía

Se usará secciones tipo omega invertida que consiste de un arriostramiento lateral superior de diagonalado simple tipo Pratt. (AASHTO C6.7.5.3-2)

FIGURA 5.133 Celosía propuesta tipo Pratt

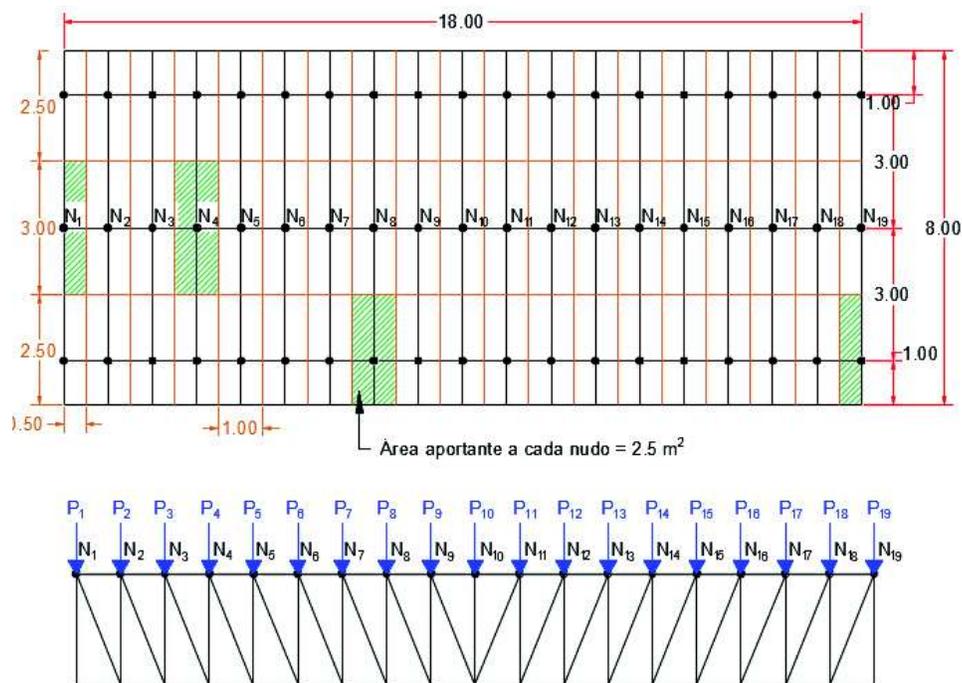


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.4.2.2.5 Carga de los elementos

Para el predimensionamiento de las secciones se debe determinar la carga que se aplica en cada nudo debido a todas las cargas anteriormente calculadas, para esto se divide la losa en porciones de área que son las que aportan peso a los nudos.

FIGURA 5.134 Área aportante a cada nudo de la celosía



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

TABLA 5.29 Carga de cada nudo

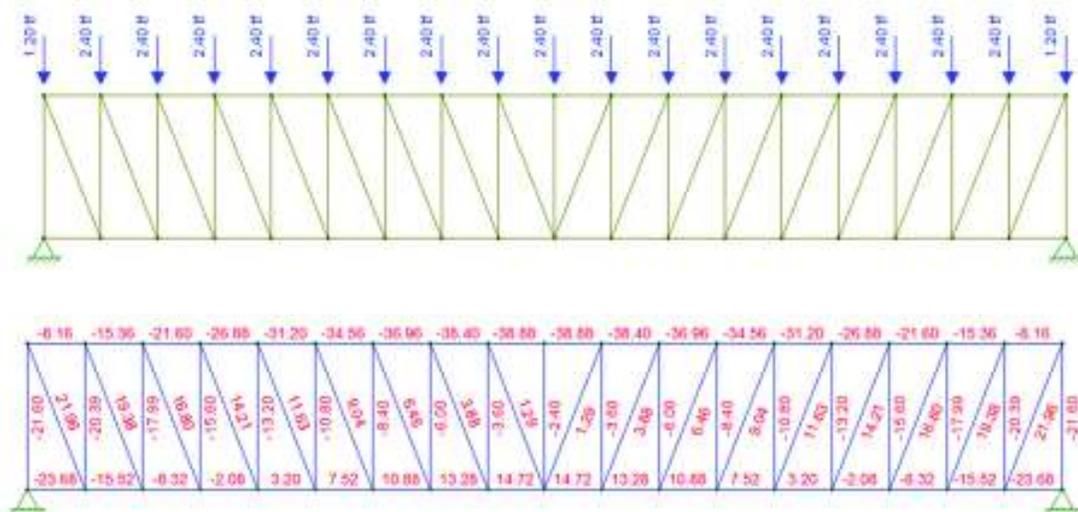
Nudo	Área	DC	DW
	m ²	Ton	Ton
1	1.25	1.20	0.14
Del 2 al 18	2.5	2.40	0.28
19	1.25	1.20	0.14

ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Con la ayuda del programa FTOOL se puede calcular la fuerza axial que tiene cada elemento de la celosía.

- Carga muerta DC

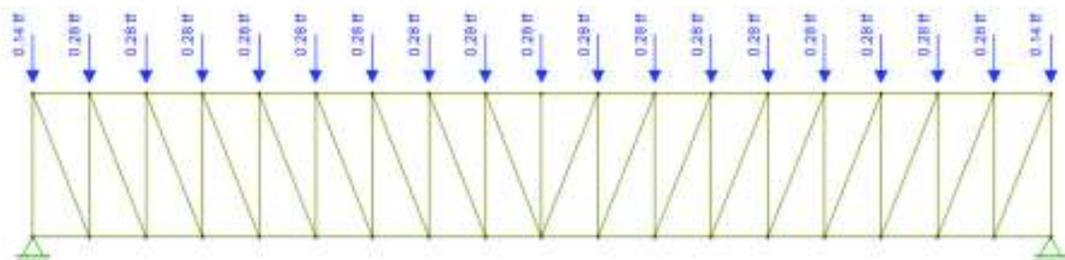
FIGURA 5.135 Fuerza axial en los elementos de la celosía debido a W_{DC}

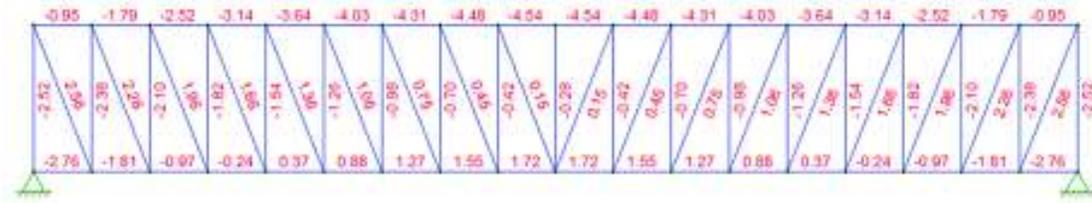


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

- Superficie de rodadura DW

FIGURA 5.136 Fuerza axial en los elementos de la celosía debido a W_{DW}



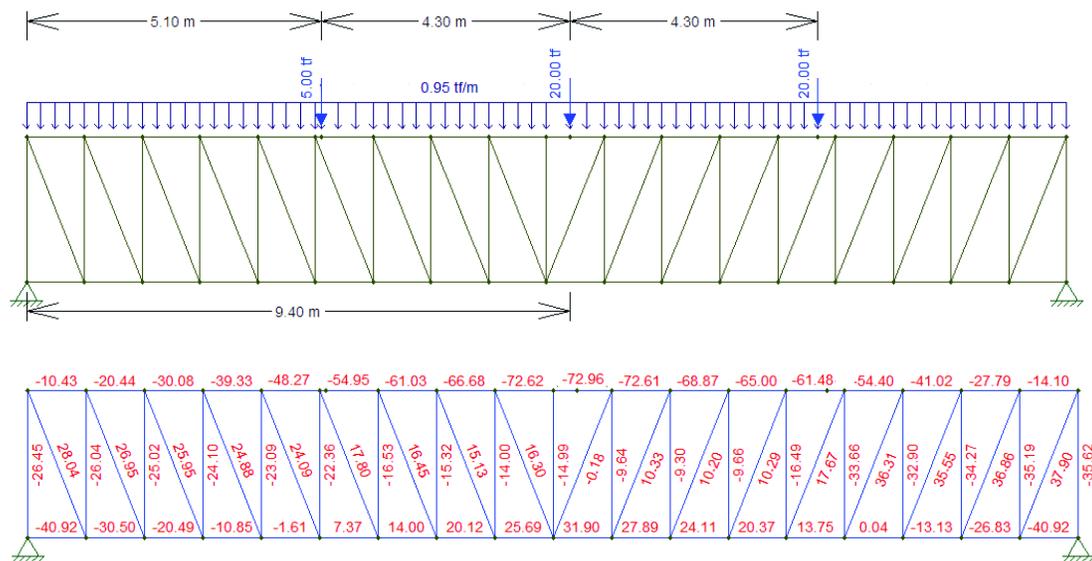


ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

- Carga viva LL+IM

Como se ha determinado anteriormente el punto crítico para una luz de 18 m se produce a 9.4 m, por lo que se coloca en este lugar el camión de diseño.

FIGURA 5.137 Fuerza axial en los elementos de la celosía debido a W_{LL+IM}



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

5.4.2.2.6 Secciones

Como se puede observar el elemento longitudinal más cargado debido W_{LL+IM} es el 47 y el elemento transversal es el 72.

Elemento más cargado:	47				
Carga viva (LL+IM)	72.96	Ton	715.74	kN	C
Carga muerta (DC)	38.88	Ton	381.41	kN	C
Superficie de rodadura (DW)	6.88	Ton	67.49	kN	C
Combinación	186.6	Ton	1830.55	kN	Resistencia
	109.44	Ton	1073.61	kN	Fatiga
Ag	55.83	cm ²	8.65	in ²	

Elemento más cargado:	72				
Carga viva (LL+IM)	37.9	Ton	371.80	kN	C
Carga muerta (DC)	21.96	Ton	215.43	kN	C
Superficie de rodadura (DW)	2.56	Ton	25.11	kN	C
Combinación	97.615	Ton	957.60	kN	Resistencia
	56.85	Ton	557.70	kN	Fatiga
Ag	29.21	cm ²	4.53	in ²	

Donde:

$$P = \phi f_y * A_g$$

(AASHTO
6.8.2.1)

f_y resistencia a la fluencia del acero grado 50 = 3518.02 kg/cm^2

A_g área bruta de la sección, cm^2

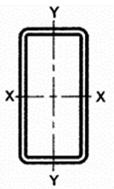
ϕ factor de resistencia, para compresión axial 0.95 (AASHTO 6.5.4.2)

P Resistencia de diseño

- **Elemento longitudinal**

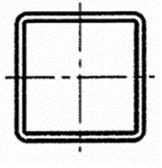
Con base en el área calculada se debe ir a tablas de secciones comerciales en donde se busca una que satisfaga las necesidades.

Se utilizará la sección HSS 9*5*3/8 que tiene las siguientes dimensiones:

	t	0.349	in	0.89	cm
	b/t	11.3	in	10.02	cm
	h/t	22.8	in	20.21	cm
	Peso	32.58	lb/ft	0.05	T/m
	Inercia	92.5	in ⁴	3850.14	cm ⁴
	Área	8.97	in ²	57.87	cm ²

- **Elemento transversal**

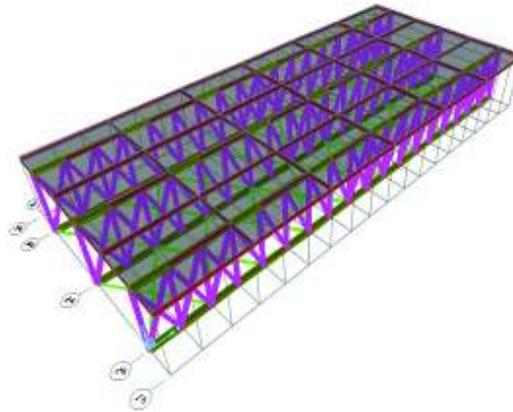
Se utilizará la sección HSS 5*5*3/8 que tiene las siguientes dimensiones:

	t	0.349	in	0.89	cm
	b/t	11.3	in	10.02	cm
	h/t	11.3	in	10.02	cm
	Peso	22.37	lb/ft	0.03	T/m
	Inercia	21.7	in ⁴	903.22	cm ⁴
	Área	6.18	in ²	39.87	cm ²

5.4.2.2.7 Modelación

Con ayuda del programa CSI Bridge se modela el puente con las secciones antes calculadas, hormigón de $f'c = 30$ MPa y acero grado 50.

FIGURA 5.138 Modelación en el programa CSI Bridge



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taípe Bryan

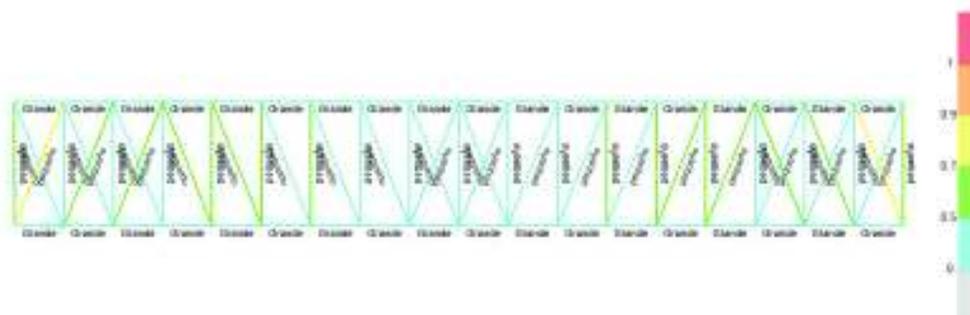
Para evitar el pandeo de las vigas tipo cercha se coloca perfiles tipo L con las siguientes dimensiones:

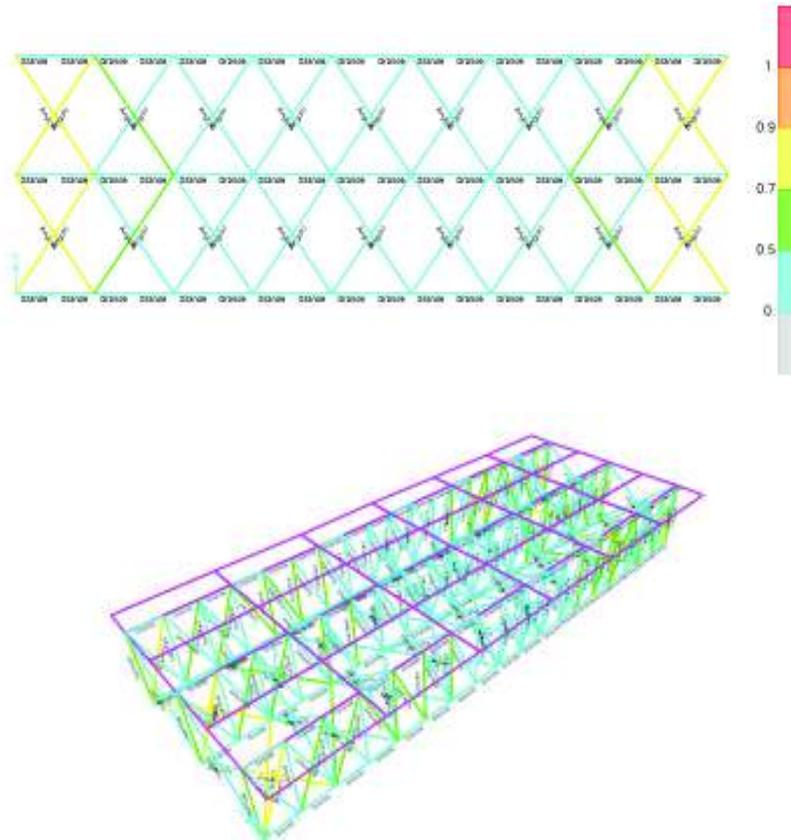
	A	100	mm
	B	100	mm
	e	14	mm
	Área	24.78	cm ²
	Peso	20.07	Kg/m
	Inercia	225.6	cm ⁴

5.4.2.2.8 Resultados

- **Desempeño**

FIGURA 5.139 Desempeño de los elementos





ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Como se puede observar en la figura algunos de los elementos están trabajando de 0 hasta 50 % de su capacidad con lo que se podría decir que están sobredimensionados, sin embargo, el cálculo de las deflexiones es importante y con elementos de menor dimensión no se cumple con el límite establecido.

En el caso de los elementos transversales se realizó el cálculo con dimensiones menores que tenían buen desempeño, pero se tenía una deflexión mayor a la permitida.

- **Deflexiones**

La deflexión máxima permitida por la AASHTO es de $Luz/800$ para puentes vehiculares de acero, aluminio y/o concreto. (AASHTO 2.5.2.6.2)

$$\frac{Luz}{800} = \frac{18}{800} = 2.25 \text{ cm}$$

FIGURA 5.140 Deflexiones en la losa para estado límite resistencia I



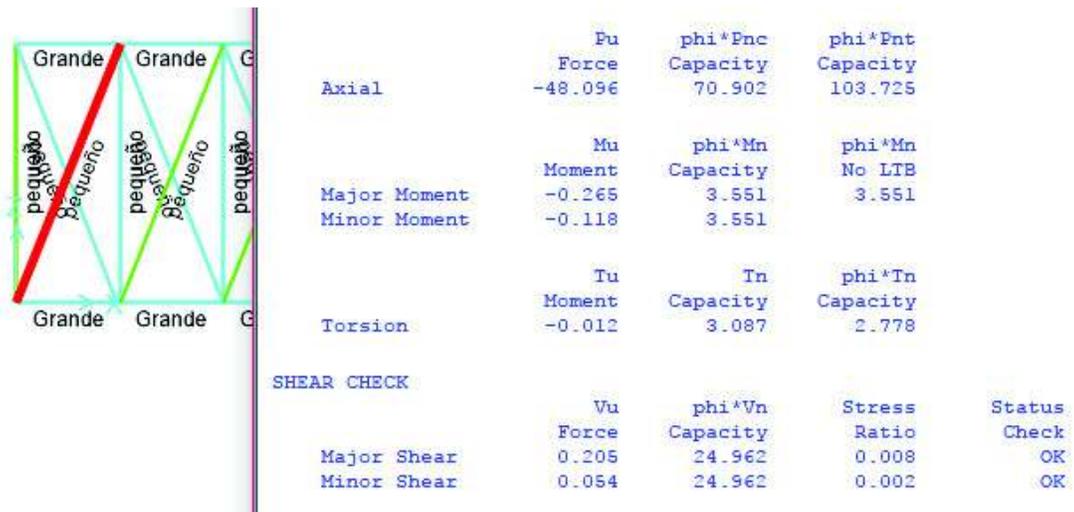
ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

La deflexión máxima en la losa es de 2.25 cm que cumple con el límite permitido por la AASHTO de 2.25 cm.

- **Esfuerzos**

Para comprobar si las secciones están diseñadas correctamente vamos a escoger el elemento que tenga más carga, en este caso son los que tienen color amarillo.

FIGURA 5.141 Esfuerzos en el elemento crítico



ELABORACIÓN: Borja Rubí y Taipe Bryan

Como se puede observar el elemento se encuentra trabajando al 60% de su capacidad por lo que se concluye que el diseño es correcto.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En base a este proyecto se puede concluir que en el Ecuador aún existen falencias en lo que respecta a investigación de materiales de construcción así como sus propiedades, si bien es cierto la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) propone satisfacer las necesidades de nuestro país, pero en algunos literales nos remite a la ACI o las normas ASTM, como se sabe estas normas son estadounidenses, por lo que no se acoplan a la realidad del país y nos obliga a trabajar con parámetros diferentes.
- El módulo de elasticidad para el hormigón resultó bajo utilizando los criterios que nos ofrece la NEC, es por esto que en todo el proyecto se asumió el valor que nos propone la AASHTO en ausencia de estudios que avalen si el valor de E es aceptable para el diseño de la superestructura de puentes o por lo menos para la realización de hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- La utilización del valor de densidad que propone la NEC para asfalto resultó en una incongruencia, debido a que es bajo con respecto al valor correspondiente al pavimento asfáltico, el cual posee un peso específico de 2.25 T/m^3 especificado en la norma AASHTO.
- En ausencia de un mapa de isoyetas que indican los valores de PGA para cada región de nuestro país, se puede realizar el espectro de diseño por medio de las curvas de peligro que nos proporciona la NEC, con este método podemos elegir el periodo de retorno y la probabilidad de ocurrencia en cierto tiempo, los resultados de PGA que obtenemos son aceptables para diseñar la superestructura de nuestros puentes por eventos sísmicos.
- Si comparamos los valores obtenidos de la fuerza que corresponde al viento por el método de la NEC, se ve claramente que al poner las mismas

condiciones de comparación entre los métodos NEC y AASHTO existe una amplia diferencia, es por esto que se ocupa la NEC para el cálculo de fuerzas producidas por el viento, además, los vientos de Estados Unidos no son los mismo que se tienen en Ecuador.

- Al diseñar puentes losa simplemente apoyados y con un apoyo simple en el medio existen diferencias, debido a que la forma de diseñar cambia, en el simplemente apoyado no existen momentos negativos por ende no existe acero negativo, en el que posee apoyo intermedio se debe tener en cuenta la existencia de momentos negativos, así también la correcta colocación de las cargas móviles, es decir se debe poner en las posiciones más críticas que posee el puente.
- Al momento de diseñar y construir un puente losa sobre vigas de acero de alma llena es necesario tener muy en cuenta el efecto de la retracción por fraguado en el hormigón, este efecto se representa como un momento flector que tiene incidencia sobre la viga de alma llena y también en el diagrama de esfuerzos.
- El cálculo de acero máximo se omitió en este proyecto debido a que a medida que la cantidad de refuerzo en tracción aumenta, la resistencia factorizada de las secciones preesforzadas y no preesforzadas se reduce de acuerdo a los factores de resistencia (ϕ), esta reducción realiza la compensación en ductilidad ya que esta se reduce debido al aumento de la sobrerresistencia, en otras palabras, todas las secciones que se estudiaron son subreforzadas.
- Las dimensiones de las vigas pretensadas con respecto a las vigas de hormigón son menores, cuando se usa vigas pretensadas el elemento se hace más liviano, resiste mayores esfuerzos y se las puede usar en la construcción de puentes con mayores luces.
- En el diseño de puentes sobre vigas tipo cercha es necesario la interconexión entre las celosías para que funcione como un solo elemento, es decir, monolíticamente, esto evita el pandeo de las mismas ya que las secciones no poseen la suficiente inercia para evitar el pandeo lateral.

6.2 RECOMENDACIONES

- Los estados límite más usados en este proyecto son los de Resistencia I, Servicio I, Servicio II, y Fatiga se recomienda utilizar y analizar por los estados límite de Evento Extremo I y II, debido a que nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, por lo que se debe dar importancia a este fenómeno y también a las colisiones de vehículos livianos, camiones o embarcaciones que se pueden producir contra pilares o cualquier otro elemento de la Superestructura o Subestructura del puente.
- Se recomienda utilizar las unidades del sistema internacional, debido a que en nuestro país se acostumbra a usar el sistema mks, pero los libros actuales, tesis, papers y demás documentos ingenieriles en el mundo se presentan en el sistema internacional (SI).
- Al momento de transformar las expresiones que se encuentran en el sistema mks o ingles al sistema (SI) se debe tener mucho cuidado ya que se pueden presentar errores en las constantes y coeficientes, estas varían cuando cambiamos de sistema.
- Se recomienda continuar con la investigación de la Subestructura de un Puente aplicando las condiciones específicas de nuestro país, esto serviría como un complemento a la presente investigación y se podría tener una guía más completa de como diseñar los puentes en nuestro país.

BIBLIOGRAFÍA

- A.I.S.C. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Illinois.
- AASHTO. (2014). *Bridge Design Specifications*. Washintong.
- ACI-318, C. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-14)*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- Avilés, E. (02 de Agosto de 2017). *Enciclopedia Del Ecuador*. Obtenido de <http://www.encyclopediadelecuador.com/historia-del-ecuador/puente-la-unidad-nacional/>
- Cabezas, M. (2014). *Términos de referencia para la realización de los estudios definitivos para puentes*. San Pedro de Alausí: Ministerio de Obras Públicas.
- Cotler, H., Galindo, A., Gonzáles , I., Pineda , R., & Ríos , E. (2013). *Cuencas Hidrográficas, Fundamentos y perspectivas para su manejo y gestión*. México D.F.: Printing Arts México.
- IECA. (2013). Puentes de hormigón. *Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones*, 12.
- Jaramillo Soto, J. F. (2015). *Desarrollo y Análisis de tablero para puentes formado por vigas de cajon*. Cuenca.
- M.T.C.P. (2003). *Manual de Puentes*. Lima.
- Muñoz, E. E. (2012). *Ingeniería de Puentes*. Bogotá: Editorial Universidad Pontífica Javeriana.
- NEC-15. (2015). *Cargas No Sísmicas*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *Estructuras de Acero*. Quito: Direccion de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

- NEC-15. (2015). *Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEVI-12. (2013). *Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes* (Vol. III). Quito, Ecuador.
- Ramírez , P., & Leon, N. (2010). *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes CIV 312 texto estudiante*. Cochabamba.
- Revista Clubs* . (17 de Abril de 2017). Obtenido de Revista Clubs : <http://www.revistaclubesonline.blogspot.com/2013/06/puentes-antiguos-genialidad-incasica.html>
- Rodríguez Serquén, A. (2016). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014* (Séptima ed.). Lima, Perú.
- Toapaxi , J., Galiano , L., Castro, M., Hidalgo , X., & Valencia , N. (2015). Análisis de la socavación en cauces naturales. *Escuela Politécnica Nacional*, 11.
- Ulloa Cabrera, W. L. (2014). *Diseño estructural de un puente vehicular*. Cuenca.
- Vega, M. (1997). *El río Tomebamba en la historia de Cuenca*. Cuenca: CIDAP.

ANEXOS

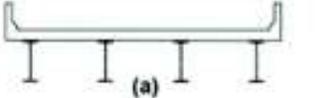
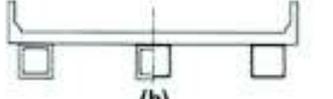
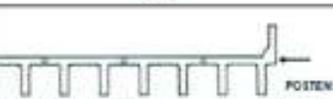
**ANEXO 1.- MOMENTOS Y REACCIONES MÁXIMAS EN
TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS PARA UNA CARGA DE
CAMION MTOP Y/O TÁNDEM**

MOMENTO POR CARGA DE CAMIÓN (MTOPO) O TÁNDEM [T.m]					
d= distancia desde el apoyo; C=camión; T=tándem					
Luz (m)	d (m)	Momento que Predomina	Momento carga de carril	$M_{(LL+IM)}_{IM=0.33}$	
1	0,50	5,00	C	0,12	6,77
2	1,00	10,00	C	0,48	13,78
3	1,50	15,00	C	1,07	21,02
4	2,00	20,00	C	1,90	28,50
5	2,50	25,00	C	2,97	36,22
6	2,70	30,98	T	4,28	45,48
7	3,20	37,30	T	5,82	55,43
8	3,70	43,64	T	7,60	65,64
9	4,20	49,98	T	9,62	76,09
10	4,70	56,33	T	11,88	86,79
11	4,78	72,10	C	14,12	110,02
12	5,28	83,18	C	16,86	127,48
13	5,78	94,28	C	19,82	145,21
14	6,28	105,40	C	23,03	163,21
15	6,78	116,54	C	26,47	181,47
16	7,28	127,69	C	30,16	199,99
17	7,78	138,86	C	34,07	218,76
18	8,28	150,03	C	38,23	237,78
19	8,78	161,22	C	42,62	257,04
20	9,28	172,41	C	47,26	276,56
21	9,78	183,60	C	52,12	296,31
22	10,28	194,80	C	57,23	316,32
23	10,78	206,00	C	62,57	336,56
24	11,28	217,21	C	68,16	357,05
25	11,78	228,42	C	73,97	377,78
26	12,28	239,64	C	80,03	398,75
27	12,78	250,86	C	86,32	419,96
28	13,28	262,08	C	92,86	441,42
29	13,78	273,30	C	99,62	463,11
30	14,28	284,52	C	106,63	485,04
31	14,78	295,75	C	113,87	507,22
32	15,28	306,97	C	121,36	529,63
33	15,78	318,20	C	129,07	552,28
34	16,28	329,43	C	137,03	575,17
35	16,78	340,66	C	145,22	598,30
36	17,28	351,89	C	153,66	621,67
37	17,78	363,12	C	162,32	645,28
38	18,28	374,36	C	171,23	669,13
39	18,78	385,59	C	180,37	693,21
40	19,28	396,83	C	189,76	717,54
41	19,78	408,06	C	199,37	742,10
42	20,28	419,30	C	209,23	766,90
43	20,78	430,54	C	219,32	791,94
44	21,28	441,78	C	229,66	817,22
45	21,78	453,01	C	240,22	842,73
46	22,28	464,25	C	251,03	868,49
47	22,78	475,49	C	262,07	894,48
48	23,28	486,73	C	273,36	920,71
49	23,78	497,97	C	284,87	947,18
50	24,28	509,21	C	296,63	973,88

REACCIÓN POR CARGA (MTOPO) O TÁNDEM [T]				
C=camión; T=tándem				
Luz (m)	Reacción camión o tándem	Momento carga de carril	$V_{(LL+IM)}_{IM=0.33}$	
1	20,00	C	0,48	27,08
2	20,00	C	0,95	27,55
3	20,40	T	1,43	28,56
4	21,68	T	1,90	30,73
5	22,80	C	2,38	32,70
6	25,67	C	2,85	36,99
7	27,71	C	3,33	40,19
8	29,25	C	3,80	42,70
9	30,67	C	4,28	45,06
10	32,10	C	4,75	47,44
11	33,27	C	5,23	49,48
12	34,25	C	5,70	51,25
13	35,08	C	6,18	52,83
14	35,79	C	6,65	54,25
15	36,40	C	7,13	55,54
16	36,94	C	7,60	56,73
17	37,41	C	8,08	57,83
18	37,83	C	8,55	58,87
19	38,21	C	9,03	59,85
20	38,55	C	9,50	60,77
21	38,86	C	9,98	61,66
22	39,14	C	10,45	62,50
23	39,39	C	10,93	63,32
24	39,63	C	11,40	64,10
25	39,84	C	11,88	64,86
26	40,04	C	12,35	65,60
27	40,22	C	12,83	66,32
28	40,39	C	13,30	67,02
29	40,55	C	13,78	67,71
30	40,70	C	14,25	68,38
31	40,84	C	14,73	69,04
32	40,97	C	15,20	69,69
33	41,09	C	15,68	70,33
34	41,21	C	16,15	70,95
35	41,31	C	16,63	71,57
36	41,42	C	17,10	72,18
37	41,51	C	17,58	72,79
38	41,61	C	18,05	73,39
39	41,69	C	18,53	73,98
40	41,78	C	19,00	74,56
41	41,85	C	19,48	75,14
42	41,93	C	19,95	75,72
43	42,00	C	20,43	76,29
44	42,07	C	20,90	76,85
45	42,13	C	21,38	77,41
46	42,20	C	21,85	77,97
47	42,26	C	22,33	78,52
48	42,31	C	22,80	79,08
49	42,37	C	23,28	79,62
50	42,42	C	23,75	80,17

MOMENTO FATIGA			
d= distancia desde el apoyo			
Luz (m)	d (m)	Momento por camión de fatiga	M_{LL+IM} $IM=0.15$
1	0.50	5.00	5.75
2	1.00	10.00	11.50
3	1.50	15.00	17.25
4	2.00	20.00	23.00
5	2.50	25.00	28.75
6	3.00	30.00	34.50
7	3.50	35.00	40.25
8	4.00	40.00	46.00
9	4.07	46.01	52.92
10	4.57	52.21	60.04
11	5.07	58.42	67.18
12	5.57	64.64	74.33
13	6.07	70.86	81.48
14	6.57	77.08	88.64
15	5.74	77.30	88.90
16	6.24	87.97	101.17
17	6.74	98.71	113.52
18	7.24	109.50	125.93
19	7.74	120.35	138.40
20	8.24	131.23	150.91
21	8.74	142.15	163.47
22	9.24	153.09	176.06
23	9.74	164.07	188.68
24	10.24	175.07	201.33
25	10.74	186.08	214.00
26	11.24	197.12	226.69
27	11.74	208.17	239.39
28	12.24	219.23	252.12
29	12.74	230.31	264.86
30	13.24	241.40	277.61
31	13.74	252.50	290.38
32	14.24	263.61	303.15
33	14.74	274.73	315.94
34	15.24	285.85	328.73
35	15.74	296.99	341.54
36	16.24	308.13	354.35
37	16.74	319.27	367.16
38	17.24	330.42	379.99
39	17.74	341.58	392.82
40	18.24	352.74	405.65
41	18.74	363.90	418.49
42	19.24	375.07	431.33
43	19.74	386.25	444.18
44	20.24	397.42	457.04
45	20.74	408.60	469.89
46	21.24	419.78	482.75
47	21.74	430.97	495.61
48	22.24	442.16	508.48
49	22.74	453.35	521.35
50	23.24	464.54	534.22

ANEXO 2.- SUPERESTRUCTURAS COMUNES

Componentes de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de concreto fundida in situ, losa prefabricada, emparrillado de acero, paneles laminados, madera prensada	 (a)
Cajones cerrados de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ	 (b)
Cajones abiertos de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada	 (c)
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	 (d)
Viga T de concreto fundida in situ	Concreto monolítico	 (e)
Cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	 (f)
Sección cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante, con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 (g)
Secciones canal de concreto prefabricado con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	 (h)
Sección doble T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 (i)
Sección T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 (j)
Secciones I o T con nervios de concreto prefabricado	Concreto vaciado in situ o prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Concreto fundido in situ o tablonés, paneles laminado o madera prensada	 (l)

**ANEXO 3.- MÁXIMOS MOMENTOS DEBIDO A CARGA VIVA
POR UNIDAD DE ANCHO (N mm/mm)**

S	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0.0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5910	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080
2200	24040	27670	24020	20370	16740	13490	7360	6730
2300	24750	28450	24760	21070	17380	14570	9080	8050
2400	25500	29140	25420	21700	17980	15410	10870	9340
2500	26310	29720	25990	22250	18510	16050	12400	10630
2600	27220	30220	26470	22730	18980	16480	13660	11880
2700	28120	30680	26920	23170	19420	16760	14710	13110
2800	29020	31050	27300	23550	19990	17410	15540	14310
2900	29910	32490	28720	24940	21260	18410	16800	15480
3000	30800	34630	30790	26960	23120	19460	18030	16620
3100	31660	36630	32770	28890	23970	21150	19230	17780
3200	32500	38570	34670	30770	26880	22980	20380	18910
3300	33360	40440	36520	32600	28620	24770	21500	20010
3400	34210	42250	38340	34430	30520	26610	22600	21090
3500	35050	43970	40030	36090	32150	28210	23670	22130
3600	35870	45650	41700	37760	33810	29870	24700	23150
3700	36670	47250	43310	39370	35430	31490	25790	24140
3800	37450	48820	44880	40940	37010	33070	27080	25100
3900	38230	50320	46390	42460	38540	34600	28330	25550
4000	38970	51790	47870	43950	40030	36110	29570	26410
4100	39710	53190	49280	45370	41470	37570	30770	27850
4200	40420	54560	50670	46770	42880	38990	31960	28730
4300	41120	55880	52000	48130	44250	40380	33130	29570
4400	41800	57150	53290	49440	45580	41720	34250	30400
4500	42460	58420	54580	50740	46900	43060	35380	31290
4600	43110	59620	55800	51980	48160	44340	36700	32360

**ANEXO 4.- MOMENTO EN VIGAS INTERIORES CON
TABLEROS DE CONCRETO (DISTRIBUCIÓN DEBIDO A
CARGA VIVA)**

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Factores de distribución	Rango de aplicación																
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	<p>Un carril de diseño cargado:</p> $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ <p>Dos o más carriles de diseño cargados:</p> $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ <p>Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con Nb=3 o la regla de la palanca</p>	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 * 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 * 10^{12}$																
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	<p>Un carril de diseño cargado:</p> $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ <p>Dos o más carriles de diseño cargados:</p> $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{1800}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 4$ Si $N_c > 8$ use $N_c = 8$																
Tablero de concreto sobre vigas de cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	<p>Un carril de diseño cargado:</p> $\left(\frac{S}{900}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ <p>Dos o más carriles de diseño cargados:</p> $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$ <p>Use la regla de la palanca</p>	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$ $S > 5500$																
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f)	<p>Un carril de diseño cargado:</p> $k \left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5} \left(\frac{l}{j}\right)^{0.25}$ <p>donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$</p> <p>Dos o más carriles de diseño cargados:</p> $k \left(\frac{b}{7750}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{l}{j}\right)^{0.06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$																
	(g), (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface	<p>Independientemente del número de carriles cargados:</p> $\frac{S}{D}$ <p>donde: $C = K(W/L) \leq K$</p> $D = 300[11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2]$ <p>cuando: $C \leq 5$</p> $D = 3000(11.5 - N_L)$ <p>cuando: $C > 5$</p> $K = \sqrt{\frac{(1 + \mu)I}{J}}$ <p>Para diseño preliminar, se pueden usar los siguientes valores de K:</p> <table border="1" data-bbox="716 1772 987 2009"> <thead> <tr> <th>Tipo de viga</th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rectangulares macizas</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangulares con vacíos</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Circulares</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Vigas cajón</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Canal</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Doble T</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de viga	K	Rectangulares macizas	0.7	Rectangulares con vacíos	0.7	Circulares	0.8	Vigas cajón	1	Canal	2.2	T	2	Doble T	2	$Esviaje \leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$
	Tipo de viga	K																	
Rectangulares macizas	0.7																		
Rectangulares con vacíos	0.7																		
Circulares	0.8																		
Vigas cajón	1																		
Canal	2.2																		
T	2																		
Doble T	2																		
(h)																			

**ANEXO 5.- MOMENTO EN VIGAS EXTERIORES
(DISTRIBUCIÓN DE CARGAS VIVAS)**

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Factores de distribución		Rango de aplicación
		Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o de la regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1$	$d_e \leq 600$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	(i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface			

**ANEXO 6.- CORTANTE EN VIGAS INTERIORES
(DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA)**

Tipos de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2800$ $N_b \geq 3$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	$\left(\frac{S}{3000}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$0.70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\left(\frac{b}{1200}\right) \geq 1$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1.04058 * 10^{10} \leq J \leq 2.53901 * 10^{11}$ $1.66493 * 10^{10} \leq I \leq 2.53901 * 10^{11}$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	(i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface			

**ANEXO 7.- DISTRIBUCIÓN POR CARGA VIVA PARA
CORTANTE EN VIGAS EXTERIORES**

Tipos de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3000}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			Regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$g = e g_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1$	$g = e g_{interior} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\left(\frac{1200}{b} \right) \leq 1$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0.5} \geq 1$	$d_e \leq 600$ $900 \leq b \leq 1500$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	(i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface			

**ANEXO 8.- VALORES ADMISIBLES TEMPORALES PARA EL
ESFUERZO DE TRACCIÓN EN EL HORMIGÓN ANTES DE
PÉRDIDAS**

Tipo de puente	Ubicación	Límite para el esfuerzo
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	En la zona de tracción precomprimida sin refuerzo adherido	N/A
	En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin refuerzo auxiliar adherido	$0.25\sqrt{f'ci} \leq 1.38$ [MPa]
	En áreas con refuerzo adherido suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de 0.5fy no mayor que 210 Mpa	$0.63\sqrt{f'ci}$ [MPa]
	Para esfuerzos durante el manejo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f'ci}$ [MPa]
Puentes contruidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona de tracción precomprimida	
	Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas, el cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a un esfuerzo de 0.5fy; con tendones internos o externos	$0.25\sqrt{f'ci}$ [MPa]
	Juntas sin el refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las juntas para cualquier tipo de junta	$0.25\sqrt{f'ci}$ [MPa]
	Esfuerzos en otras áreas	
	Para áreas sin refuerzo adherido no pretensado	Tracción nula
	En áreas con refuerzo adherido suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de 0.5fy, no mayor que 210 Mpa	$0.50\sqrt{f'ci}$ [MPa]
	Esfuerzo principal de tracción en el eje neutro en el alma	
Todo tipo de puentes de concreto segmentales con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario imponga otros criterios para estructuras críticas	$0.35\sqrt{f'ci}$ [MPa]	

**ANEXO 9.- VALORES ADMISIBLES DE ESFUERZOS DE
TRACCIÓN EN EL HORMIGÓN PRETENSADO DESPUÉS DE
PÉRDIDAS**

Tipo de puente	Ubicación	Límite para el esfuerzo
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no agrietadas	
	Para elementos con tendones de preesfuerzo adheridos, o refuerzo, sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.50f'c [MPa]$
	Para elementos con tendones de preesfuerzo adheridos, o refuerzo, sujetos a condiciones de corrosión severas	$0.25f'c [MPa]$
	Para elementos con tendones de preesfuerzo no adheridos	Tracción nula
Puentes contruidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de las juntas en la zona de tracción precomprimada	
	Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas, el cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a un esfuerzo de $0.5f_y$; con tendones internos o externos	$0.25f'c [MPa]$
	Juntas sin refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las juntas	
	Tracción en la dirección transversal a la zona de tracción precomprimada	$0.25f'c [MPa]$
	Esfuerzos en otras áreas	
	Para áreas sin refuerzo de preesfuerzo adherido	Tracción nula
	En áreas con refuerzo adherido suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$, no mayor que 205 Mpa	$0.50f'c [MPa]$
	Esfuerzo principal de tracción en el eje neutro en el alma	
	Todos los tipos de puentes contruidos por segmentos con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario imponga otros criterios para estructuras críticas	$0.29f'c [MPa]$